



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI ROMA "LA SAPIENZA"
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE E GEOTECNICA

DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA GEOTECNICA

TESI DI DOTTORATO

Enzo Massimiliano Fontanella

“Fratturazione idraulica nelle dighe in terra zonate”

TUTORI

Prof. Augusto Desideri (Relatore)

Prof. Luciano Picarelli

Prof. Sebastiano Rampello

Roma, Novembre 2005

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
1.1 Scopo della ricerca	6
1.2 Organizzazione del testo	7
 2. PROBLEMI DI FRATTURAZIONE IDRAULICA NELLE DIGHE IN TERRA ZONATE	
2.1 Problemi di tenuta idraulica	10
2.1.1 Fratturazione idraulica nelle dighe in terra	10
2.1.2 Illustrazione di alcuni casi reali	12
2.1.3 Pressione idraulica di fratturazione u_f	30
2.1.3.1 Determinazione analitica	31
2.1.3.2 Determinazione sperimentale e fattori di influenza: a) contenuto d'acqua di costipamento e densità secca; b) fratture preesistenti; c) modalità di prova e condizioni al contorno	34
2.2 Strumenti di analisi e indicatori di sicurezza	46
2.2.1 Fratturazione idraulica nel nucleo di una diga	46
 3. INFLUENZA DELLE CONDIZIONI DI PARZIALE SATURAZIONE SUL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE DIGHE IN TERRA	
3.1 Introduzione	48
3.2 Influenza del contenuto d'acqua di compattazione	50
3.2.1 Effetti del costipamento sui terreni a grana fina	52
3.2.2 Definizione di materiali di riferimento e scelta dei parametri utilizzati nelle analisi numeriche	56
3.3 Discussione dei risultati	64
3.3.1 Analisi dei cedimenti	65
3.3.2 Analisi dell'andamento delle pressioni interstiziali	77
3.3.3 Analisi dello stato di tensione	85
 4. CONDIZIONI DI SICUREZZA NELLE FASI DI PRIMO INVASO	
4.1 Velocità di invaso	87

4.2 Geometrie e tempi di invaso	88
4.3 Analisi dei risultati	90
4.3.1 Analisi degli indicatori di sicurezza nei confronti della tenuta idraulica	90
5. LA CASE-HISTORY DELLA DIGA DI BILANCINO	
5.1 Descrizione dell'opera	102
5.2 Caratterizzazione geotecnica	106
5.3 Analisi interpretativa dei dati di monitoraggio	117
5.3.1 Misure assestimentriche	117
5.3.2 Misure di pressioni interstiziali	120
5.3.3 Misure delle celle di carico	124
5.3.4 Perdite	125
6. CONDIZIONI DI SICUREZZA DELLA DIGA DI BILANCINO	
6.1 Descrizione della modellazione adottata	167
6.2 Confronto fra i risultati delle analisi e le misure di monitoraggio	169
6.3 Analisi delle condizioni di sicurezza nelle fasi di primo invaso: Fratturazione idraulica - Confronto tra i dati di monitoraggio e i risultati del modello	172
7. CONCLUSIONI	196
7.1 Fase costruttiva	197
7.2 Primo invaso	198
APPENDICE	
A) Modellazione del comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi	200
B) Definizione della geometria della sezione tipo di riferimento	215
BIBLIOGRAFIA	220

1. INTRODUZIONE

“An embankment dam represents almost a purely geotechnical problem”, afferma Penman (1986) in uno dei suoi numerosi studi dedicati alle dighe in materiali sciolti. E’ opinione comune, infatti, che la realizzazione di una diga in terra rappresenti un problema di ingegneria geotecnica piuttosto complesso, poiché unisce problemi di tenuta idraulica a problemi di stabilità sia del corpo diga sia dei terreni di fondazione.

Il progresso delle conoscenze nel campo dell’ingegneria geotecnica ha consentito negli ultimi trenta anni di operare delle scelte in favore di questa tipologia di dighe, poiché ha permesso l’utilizzo, attraverso specifici trattamenti o modalità di posa in opera, dei materiali facilmente reperibili a breve distanza dal sito nel quale deve essere realizzato il rilevato della diga.

Con riferimento alle dighe in terra compattata in strati, le tipologie possibili possono essere molto diverse. Le soluzioni principali si differenziano essenzialmente per i criteri di impiego dei materiali nella sezione tipo e per i provvedimenti che si adottano per ottenere la tenuta in fondazione e nel corpo diga.

In genere viene valutata positivamente la scelta di assegnare ad organi diversi le funzioni statiche e di tenuta. Ciò permette infatti di adoperare al meglio le proprietà dei materiali impiegati, infatti, il nucleo centrale costituito da materiale a bassa permeabilità ha funzione di tenuta idraulica, mentre i due rinfianchi costituiti da materiale con permeabilità e resistenza elevate garantiscono la stabilità dell’opera. La Fig.1.1 mostra come tale scelta progettuale fosse intuita valida già dagli antichi egizi, i quali attraverso la diga di Sadd El Kafara, ci tramandano un esempio di diga zonata.

Questa scelta progettuale, pone però in evidenza come la verifica delle condizioni di sicurezza dell’opera dipenda da una intricata concomitanza di fattori di diversa natura. In particolare “la sicurezza geotecnica, che spesso è determinante, è assai articolata, perché richiede il controllo di vari fenomeni, che possono presentarsi in modo diffuso o localizzato nel corpo diga” (Jappelli, 2003).

La sicurezza di una diga, infatti, subisce modifiche sostanziali nel corso del tempo e delle fasi cui fa riferimento: costruzione, primo invaso, esercizio.

Nella pratica comune, i requisiti richiesti ad una diga affinché non ne siano pregiudicate funzionalità e sicurezza sono molteplici. Quelli di natura strettamente geotecnica, riferiti al corpo diga sono:

- La sicurezza rispetto ai fenomeni di stabilità
- La sicurezza rispetto alle perdite di tenuta idraulica del nucleo

Nel seguito verranno sviluppate le tematiche relative al problema della tenuta idraulica, il quale è da considerare un tema centrale nella valutazione delle condizioni di sicurezza di una diga in terra. Particolare attenzione sarà dunque rivolta all'interno di questo lavoro sia alla comprensione del fenomeno sia alla definizione delle più opportune misure di salvaguardia.

La fratturazione idraulica nelle dighe in terra è un fenomeno governato dal rapporto tra stato di sollecitazione agente nel corpo diga e valori delle pressioni interstiziali. Se le pressioni interstiziali raggiungono valori maggiori delle tensioni totali presenti all'interno del nucleo, si possono generare e propagare delle fratture.

L'aver evidenziato che il motore del fenomeno è lo stato di sollecitazione agente nel corpo diga complica l'analisi del problema, poiché lo stato di sforzo è influenzato da una gran quantità di fattori, fra i quali ricoprono particolare importanza: 1) tempi di costruzione; 2) contenuto d'acqua di compattazione del materiale da nucleo posto in opera; 3) rapporto tra la rigidità del nucleo e quella dei rinfianchi; 4) geometria dell'opera.

Appare, quindi, necessario per un approfondito studio del fenomeno tenere in conto i fattori sopra elencati utilizzando tutti gli strumenti necessari ad una quanto più accurata analisi interpretativa dei dati di monitoraggio e ad una scrupolosa cura nella realizzazione di un modello matematico che rappresenti l'opera da studiare.

1.1 SCOPO DELLA RICERCA

Il presente lavoro ha lo scopo di fornire un contributo alla comprensione dei fenomeni che regolano le evoluzioni delle condizioni di sicurezza delle diga in terra zionate, con particolare riferimento ai problemi di fratturazione idraulica.

Il lavoro si inserisce in una ricerca più ampia in corso presso il *Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica* dell'Università degli Studi di Roma "La Sapienza", con finalità principalmente applicative, relative al controllo della sicurezza nelle dighe in terra.

La ricerca si è sviluppata dopo un accurato studio della letteratura sull'argomento, ed ha riguardato sia gli aspetti teorici che quelli sperimentali.

Gli aspetti teorici e di letteratura approfonditi possono essere riassunti come segue:

- Influenza delle condizioni di parziale saturazione sul comportamento meccanico delle dighe in terra
- Capacità dei modelli elasto-plastici che tengono conto delle condizioni di parziale saturazione di rappresentare i comportamenti sperimentali dei terreni non saturi
- Capacità dei modelli matematici complessivi delle opere di rappresentare i comportamenti osservati.
- Analisi dei principali fenomeni che interessano la sicurezza di una diga in terra

L'analisi dei quali ha permesso di sviluppare alcuni aspetti di carattere applicativo, che rappresentano il contributo personale:

- Identificazione dei parametri deducibili dalle misure in sito o dai risultati delle simulazioni in grado di evidenziare potenziali situazioni di rischio
- Studi parametrici che evidenziano il ruolo del contenuto d'acqua di compattazione sul comportamento meccanico dell'opera

- Studi parametrici mirati allo studio delle condizioni di sicurezza nelle fasi di primo invaso
- Analisi a ritroso di un caso reale (Diga di Bilancino) e applicazione dei risultati ottenuti in merito alla valutazione delle condizioni di sicurezza

1.2 ORGANIZZAZIONE DEL TESTO

Capitolo 2:

viene inquadrato il problema della fratturazione idraulica nelle dighe in terra, analizzando diversi eventi di fratturazione idraulica registrati in tutto il mondo pubblicati nella letteratura tecnica di settore, traendo delle conclusioni sui provvedimenti progettuali ed esecutivi che possono ridurre il rischio del fenomeno di fratturazione.

Una sezione del capitolo è dedicata alla analisi della letteratura relativa alla determinazione della pressione idraulica di fratturazione nei terreni. Si sviluppa l'analisi del problema teorico e si analizzano i risultati di indagini sperimentali, al fine di evidenziare il ruolo giocato dai fattori maggiormente significativi per il fenomeno.

Il capitolo è concluso da considerazioni personali che portano alla definizione di indicatori di sicurezza e procedure utili per la evidenziazione del fenomeno della fratturazione idraulica.

Capitolo 3:

evidenzia l'importanza delle condizioni di parziale saturazione dei materiali sul comportamento meccanico e idraulico complessivo delle dighe in terra.

Dopo aver illustrato il lavoro di ricerca presente nella letteratura specialistica sulla modellazione del comportamento dei terreni costipati parzialmente saturi, vengono determinate le caratteristiche meccaniche dei materiali di riferimento da utilizzare nelle analisi numeriche.

Vengono mostrati i risultati di uno studio parametrico condotto su una geometria tipo di diga zonata definita con una semplice analisi statistica di un campione di dighe in terra italiane. Lo studio, che si propone di evidenziare il ruolo delle diverse grandezze in gioco sul comportamento complessivo dell'opera, si concentra in particolare sulle variazioni del contenuto d'acqua nelle fasi di costipamento. Dei tre casi studiati si pone maggiore evidenza all'evoluzione nel tempo delle grandezze che generalmente vengono monitorate dagli enti di controllo per la sicurezza delle dighe. Lo studio è reso possibile dall'uso della modellazione costitutiva descritta in Appendice A che consente di tenere conto delle variazioni del grado di saturazione.

Capitolo 4:

è dedicato allo studio della evoluzione delle condizioni di sicurezza di una diga in terra zonata durante le fasi di primo invaso, ed è suddiviso in due parti.

Nella prima parte, vengono identificati i fattori che maggiormente influenzano gli effetti prodotti dall'invaso, con definizione delle più opportune successioni delle quote d'invaso e dei relativi tempi di attesa.

Nella seconda parte vengono presentati i risultati delle analisi numeriche volte ad approfondire gli effetti delle diverse velocità di invaso sulle condizioni di sicurezza, basandosi sull'interpretazione dell'evoluzione nel tempo degli indicatori di sicurezza, riferiti ai problemi di fratturazione idraulica, introdotti nel capitolo 2.

Capitolo 5:

vengono riassunte le attività svolte nell'analisi di un caso reale: la Diga di Bilancino.

Dopo una breve presentazione dell'opera viene presentata un'ampia analisi delle misure di controllo effettuate nella diga in fase costruttiva e in esercizio, affrontando, in particolare, il problema dell'affidabilità e quello della rappresentatività dei dati di monitoraggio.

Capitolo 6:

è dedicato alla modellazione di dettaglio della diga di Bilancino.

Viene realizzato un modello matematico dell'opera in grado di simulare sia la fase costruttiva, sia quella di primo invaso sia quella di esercizio. Sono presentati i risultati relativi al confronto fra grandezze misurate e calcolate.

Infine, con riferimento ai problemi di fratturazione idraulica, i risultati ottenuti nelle analisi svolte nei capitoli precedenti, vengono utilizzati per riesaminare il comportamento della diga di Bilancino durante le fasi di primo invaso, al fine di fornire un utile giudizio sulle condizioni di sicurezza dell'opera e sulla validità delle procedure proposte.

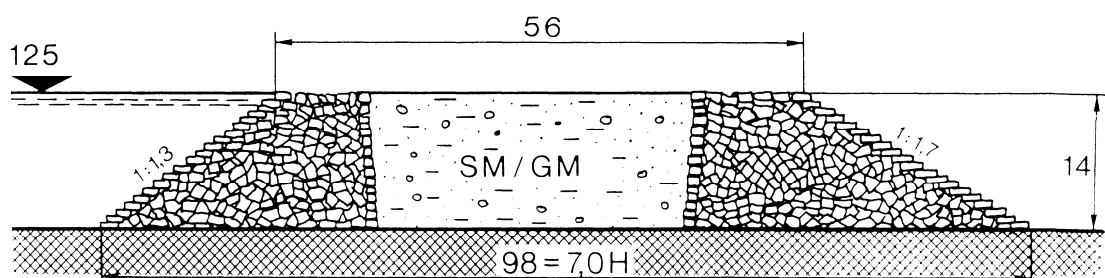
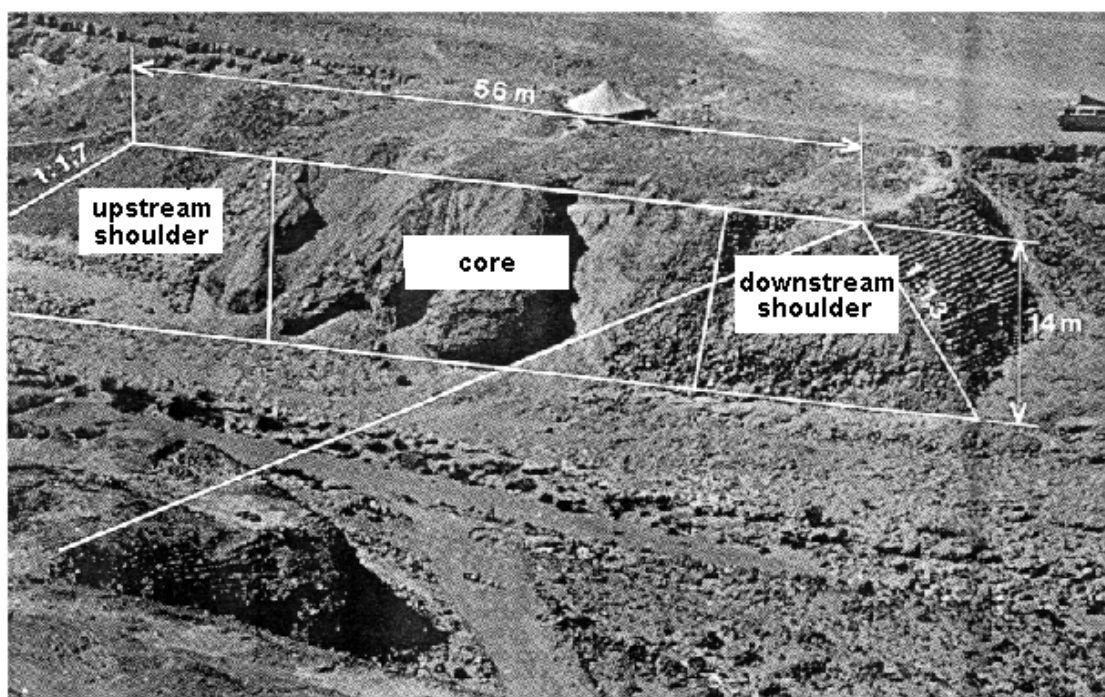


Fig.1.1 – Diga di Sadd El Kafara, Egitto, realizzata nel 2600 a.c.. (Schnitter,1994)

2. VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA DI UNA DIGA IN TERRA

Nella pratica comune, i requisiti richiesti ad una diga affinché non ne siano pregiudicate funzionalità e sicurezza sono molteplici. Quelli di natura strettamente geotecnica, sono:

- La sicurezza rispetto ai fenomeni di stabilità
- La sicurezza rispetto alle perdite di tenuta idraulica del nucleo

nei paragrafi successivi verranno trattati in dettaglio i problemi legati alla perdita di tenuta idraulica.

2.1 Tenuta idraulica

I problemi di tenuta idraulica, nelle dighe in terra, rappresentano una classe di problemi piuttosto ampia ed articolata. In generale, possono verificarsi durante il primo invaso, ma anche successivamente nel corso del regolare esercizio della diga. Alcuni dei fenomeni che evidenziano il problema di tenuta idraulica sono le perdite localizzate a valle con eventuale trasporto di materiale e le anomalie nei valori delle pressioni interstiziali misurate (valori misurati dai piezometri prossimi ai valori della pressione presente nell'invaso alla quota di installazione dello strumento).

2.1.1 Problemi di fratturazione idraulica nelle dighe in terra

La fratturazione idraulica nelle dighe in terra è un fenomeno governato dal rapporto tra stato di sollecitazione agente nel corpo diga e valori delle pressioni interstiziali. Se le pressioni interstiziali raggiungono valori maggiori delle tensioni totali presenti all'interno del nucleo, si possono generare e propagare delle fratture. I danni provocati dalle fratture idrauliche presenti nel corpo diga sono visibili in termini di perdite eccessive che possono essere accompagnate da pericolosi fenomeni erosivi.

Lo studio di casi reali, nei quali fenomeni erosivi legati a perdite concentrate, hanno prodotto fenomeni di rottura, trova spesso opinioni discordanti sulle origini delle perdite iniziali poiché i fenomeni erosivi, che accompagnano le perdite,

distruggono qualsiasi indizio e non forniscono chiari elementi di valutazione delle condizioni che hanno reso instabile l'iniziale situazione di fratturazione idraulica.

La presenza delle fratture, tranne casi particolari è difficilmente riscontrabile perché l'ubicazione, interna al rilevato, ne impedisce l'individuazione attraverso l'osservazione diretta, ma d'altro canto la presenza di fratture non implica di per se uno stato di pericolo. Infatti, le perdite concentrate, a volte, non causano erosione o perché la velocità delle particelle d'acqua è troppo bassa o perché la presenza dei filtri impedisce il progredire del flusso erosivo; è inoltre frequente che, per compressione del materiale, si richiuda nel tempo almeno parte dell'insieme di fessure che produce una perdita.

Per questi motivi si è ritenuto opportuno approfondire i problemi della fratturazione idraulica analizzando in particolare le condizioni che ne favoriscono lo sviluppo.

Come accennato, la propagazione delle fessure è possibile se le pressioni interstiziali risultano maggiori delle tensioni totali. Questo fa sì che il fenomeno della fratturazione idraulica risulta legato ai fattori che influenzano la distribuzione delle tensioni totali nel corpo diga; tra questi possiamo ricordare:

- Tempi di realizzazione dell'opera
- Contenuto d'acqua di costipamento del materiale da nucleo
- Rapporto tra la rigidezza del nucleo e quella dei rinfianchi
- Geometria dell'opera

Inoltre, lo stato fessurativo del materiale gioca un ruolo molto importante nell'innescare del fenomeno.

In generale, fessure iniziali possono essere causate anche da cedimenti differenziali all'interno del corpo diga connessi ai cedimenti del piano di fondazione o dalle deformazioni per essiccamento del materiale o alla presenza di elementi nel corpo diga di elevata rigidezza. E' opinione diffusa che la fessurazione dell'elemento di tenuta non possa essere del tutto evitata ma la fase progettuale può incorporare eventuali previsioni per minimizzarne la formazione.

Va osservato che, tenuto conto degli elevati stati tensionali presenti, le fessure, che hanno una estensione limitata all'interno del corpo diga possono essere richiuse nel tempo per compressione.

Infine, un ulteriore fattore da tenere in conto nello studio del fenomeno è la geometria dell'opera, in particolare il rapporto tra la larghezza della sezione impermeabile e l'altezza di vaso, valori molto piccoli di questo rapporto determinano delle condizioni molto più severe. Poiché si avrebbe un elevato gradiente idraulico e modesti valori dello stato tensionale causati da fenomeni di migrazioni tensionali che possono avvenire sia trasversalmente, lungo le superfici di contatto tra nucleo e rinfianchi, sia longitudinalmente, tra sezioni della diga di differente altezza.

Nei paragrafi successivi, partendo dallo studio di numerosi casi reali di dighe in terra che hanno manifestato problemi di fratturazione idraulica, verranno fatti dei richiami su alcuni modelli che definiscono la pressione necessaria all'acqua per produrre una frattura, esaminando i fattori che influenzano in modo più significativo il fenomeno nelle dighe in terra zonate e fornendo, infine, delle indicazioni sui criteri con i quali analizzare il fenomeno.

2.1.2 Illustrazione di alcuni casi reali

Lo studio di casi reali effettuato da vari autori (Sherard, Penman, Jansen) ha permesso di caratterizzare il fenomeno della fratturazione idraulica secondo alcuni aspetti riscontrati con maggiore frequenza. In particolare, Sherard (1986), esamina il comportamento in costruzione ed in esercizio di numerose dighe in terra omogenee e zonate che “...se pur progettate e costruite secondo ottimi criteri pratici”, hanno mostrato problemi di fratturazione sia in fase di costruzione che di successivo vaso.

Una prima casistica delle fratture riscontrate nelle dighe in terra viene fornito da Sherard già nel 1970. Il campione di dighe preso in esame riguarda centinaia di piccole dighe realizzate in America con livelli di vaso molto piccoli. La Fig. 2.1 mostra la pianta di una generica diga in terra con l'ubicazione delle fratture generalmente verificate. Si distinguono tre tipi di fratture secondo la loro giacitura:

- **fratture verticali trasversali:**
 - l'ampiezza dell'apertura è variabile e spesso si posizionano parallelamente a poca distanza l'una dall'altra;
 - si sviluppano lungo il coronamento e verso il rinfiango di valle nei casi in cui si sono avuti elevati cedimenti dopo il primo invaso;
 - l'estensione in profondità raggiunge in alcuni casi anche il terreno di fondazione.
- **fratture verticali longitudinali:**
 - posizionate parallelamente al coronamento possono raggiungere notevoli estensioni;
 - si suppone che i cedimenti che li determinano siano legati alla rapida compressione dei terreni parzialmente saturi nella fase di invaso, in special modo nei casi in cui i materiali da nucleo siano posti in opera compattati asciutti;
- **fratture verticali diagonali:**
 - ubicate tra le fratture longitudinali e quelle trasversali, rappresentano una transizione tra un tipo di giacitura e l'altra.

Verranno ora illustrati alcuni casi di dighe in terra zonate che hanno manifestato problemi di fratturazione in fase costruttiva e di perdite elevate in fase di invaso.

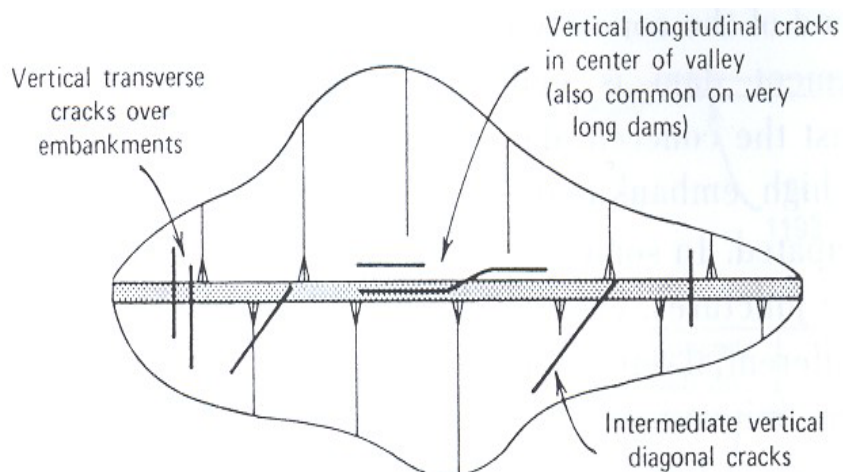


Fig. 2.1 – Comuni tipi di fratture nelle piccole dighe (Sherard 1970)

Djatiluhur Dam (Indonesia)

Alta 112 m, (Fig. 2.2) durante la fase costruttiva ($h_{\text{rilevato}}=103$ m) si sviluppa una frattura longitudinale lunga 500 m. I lavori di costruzione (1965) furono interrotti ed il monitoraggio dei cedimenti del coronamento (Fig. 2.3) mostrò che il nucleo stava “scivolando” tra i due rinfianchi. Si decise di ultimare i lavori di costruzione (colmando i vuoti generati dalle fratture) al termine dei quali si manifestò una frattura longitudinale di 300m. Per verificare la presenza di fratture furono eseguiti dei fori (inclinati per seguire l’inclinazione del nucleo) nei quali fu immessa dell’acqua. Per certi livelli dell’acqua all’interno del foro furono riscontrate perdite elevate, segno della presenza di fratture interne nel nucleo. La Fig. 2.4 indica i risultati tipici delle prove eseguite per determinare la quantità di acqua perduta all’interno dei fori.

La Fig. 2.5 mostra i risultati di uno scavo di indagine ed in particolare la presenza di fratture del diametro di 10 mm ad una profondità di circa 7 m dal coronamento. Infatti, sviluppando in pianta lo scavo a sezione quadrata di lati a, b, c, d , con i lati d e b paralleli alla direzione di sviluppo longitudinale della diga, è possibile studiare la famiglia di fratture che interessano il nucleo, il loro spessore e la loro continuità.

Ultimate le riparazioni si decise di proseguire con l’invaso, nonostante l’interpretazione delle prove fornisse un quadro fessurativo piuttosto diffuso. L’invaso, in realtà, provocò dei cedimenti in linea con quelli attesi e non furono misurate portate filtranti eccessive.

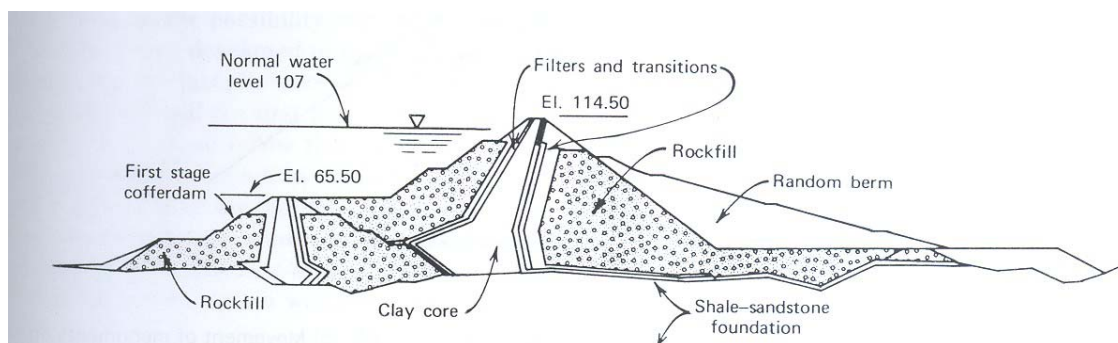


Fig. 2.2 - Diga di Djatiluhur. Sezione trasversale (Dopo Harmon e Buellet, 1966)
(Farhi & Hamon, 1967)

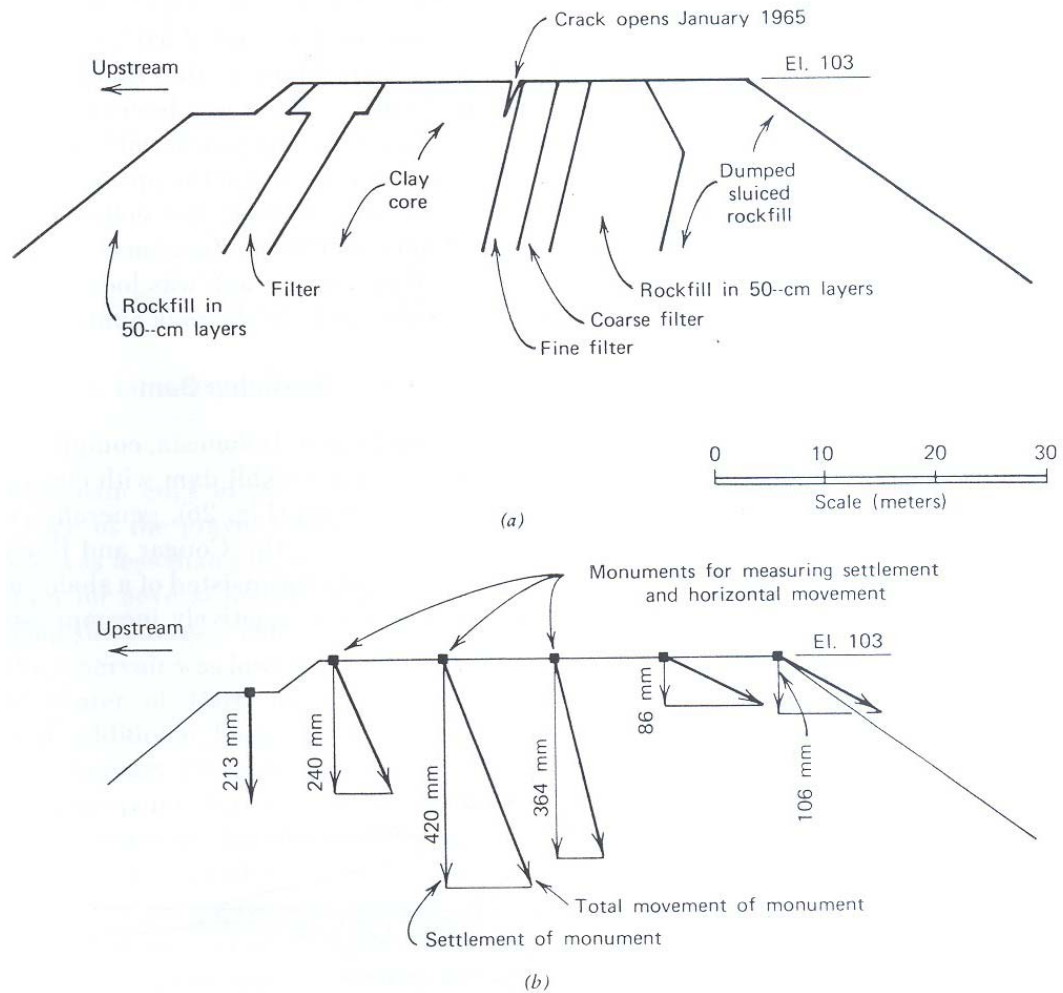


Fig. 2.3 - Diga di Djatiluhur. (a) Localizzazione delle fratture osservate durante la costruzione. (b) spostamenti misurati in fase costruttiva tra gennaio e aprile 1965 (Farhi & Hamon, 1967)

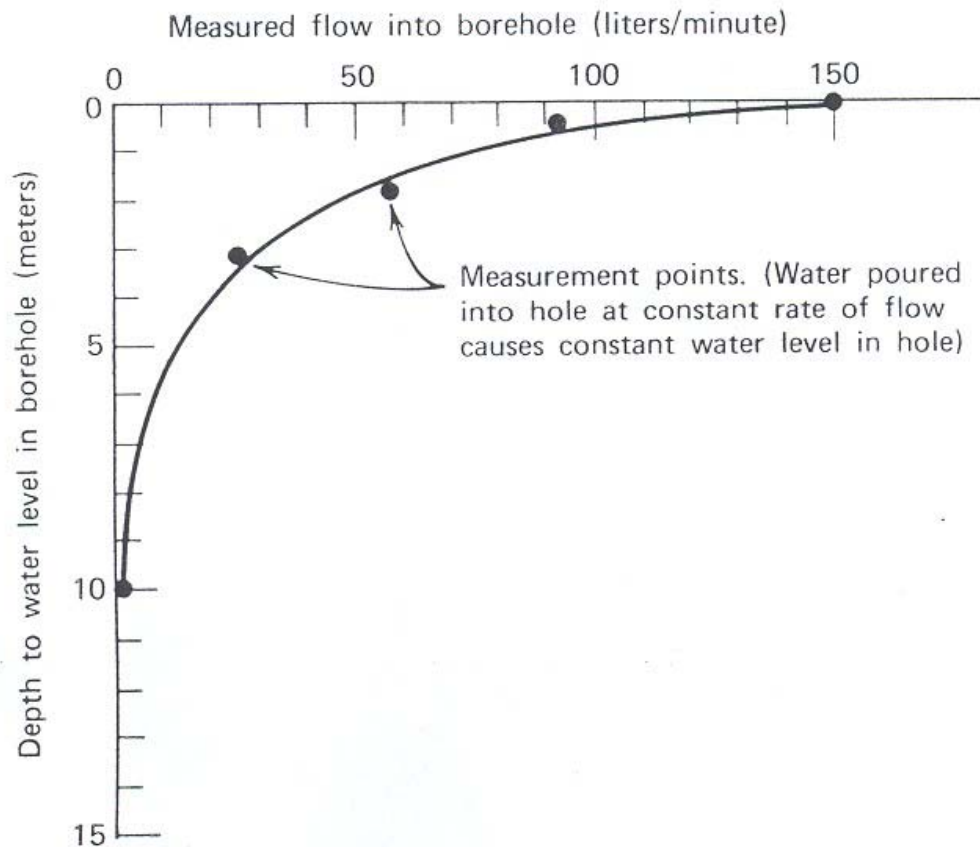


Fig. 2.4 - Diga di Djatiluhur. Risultati tipici delle prove per determinare la quantità d'acqua persa in un foro di trivellazione a causa delle fratture in funzione della pressione con la quale l'acqua viene immessa nel foro (Farhi & Hamon, 1967)

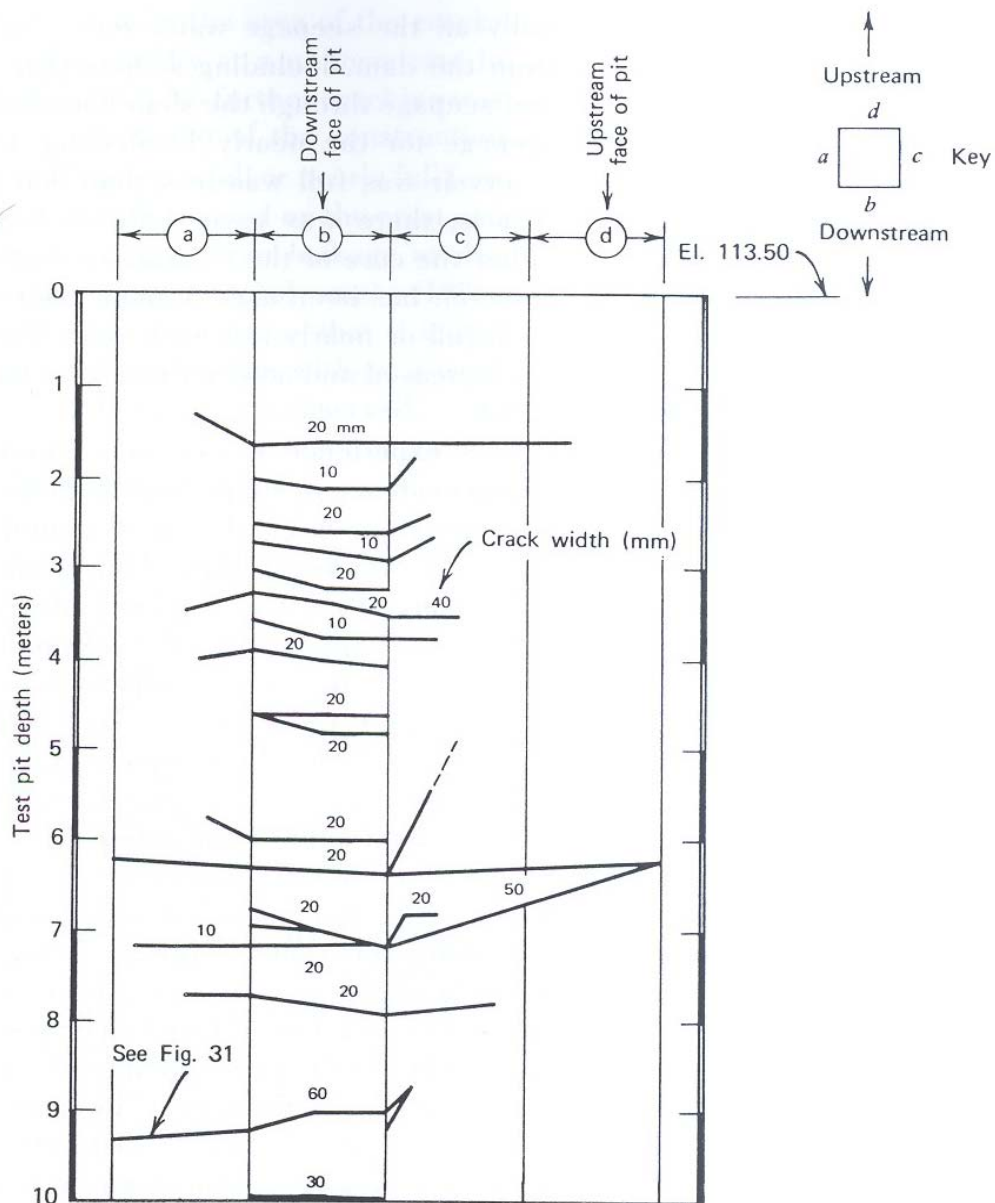


Fig. 2.5 - Diga di Djatiluhur. Sviluppo in pianta dei risultati di uno scavo di indagine a sezione quadrata. (Farhi & Hamon, 1967)

Cougar Dam (Oregon)

Alta oltre 150 m, invasata un anno dopo la fine della costruzione (1963), manifesta dei cedimenti lungo il coronamento e delle fratture longitudinali e trasversali (in spalla sinistra). La Fig. 2.6 mostra l'entità dei cedimenti con riferimento al livello di invaso e la giacitura delle fratture longitudinali lungo le superfici di separazione tra rockfill, filtri e nucleo. Dopo le riparazioni non si sono avuti ulteriori problemi perché i cedimenti del coronamento si sono stabilizzati.

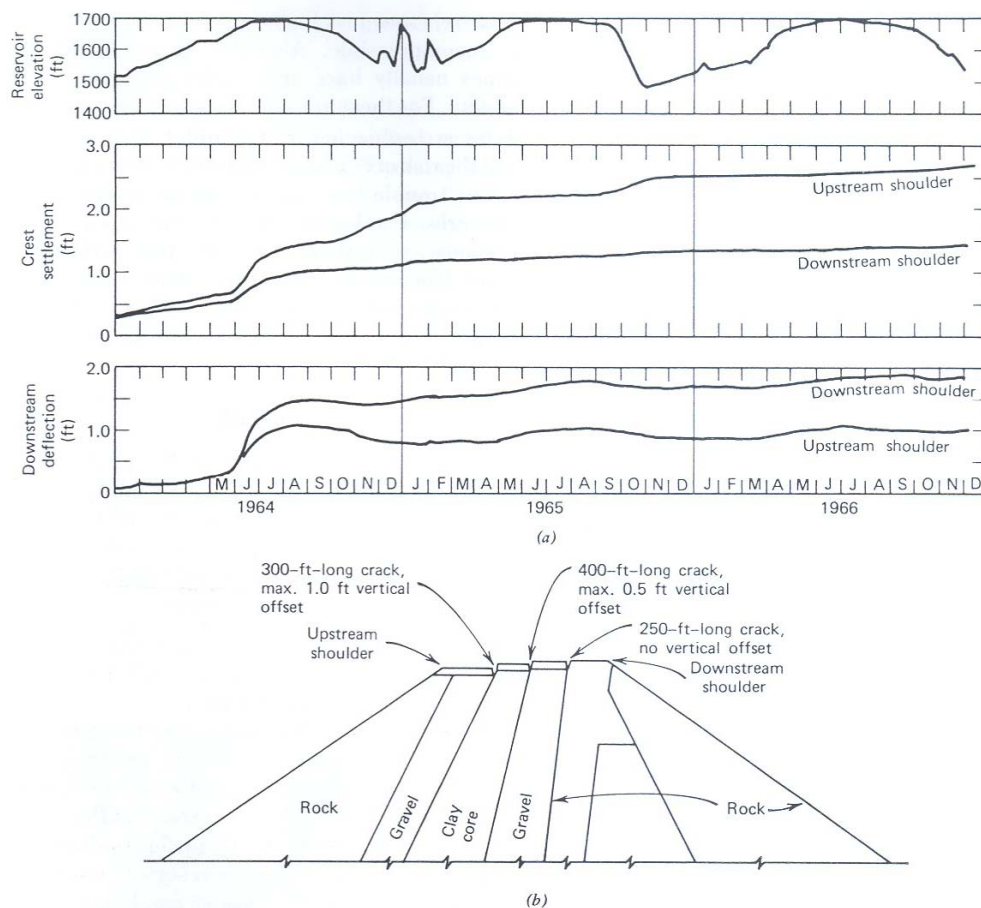


Fig. 2.6 - Diga di Cougar. (a) Cedimenti del coronamento e flessione verso valle tra 1964-1966. (b) ubicazione fratture longitudinali (Sherard 1970)

Balderhead Dam (England)

Diga zonata con nucleo stretto alta 48m e costruita tra il 1961-1965 (Fig. 2.7). Dopo circa due anni dall’invaso sul coronamento in corrispondenza del contorno di monte si sviluppano cedimenti così elevati da determinare un cratere (Fig. 2.8).

La Fig. 2.9 mette in relazione la quota di invasore con le misure di due piezometri installati nel rinfiante di monte e con le portate filtranti misurate. Nei primi mesi del 1966 a livello di invasore costante si nota una riduzione delle pressioni misurate dai piezometri U7 e D4 ubicati nel rinfiante di monte con contestuale sensibile incremento delle portate filtranti. A seguito di ulteriori incrementi delle perdite misurate e della formazione di un cratere lungo il coronamento, si decide di ridurre il livello di invasore. Successivi studi individuano tra le cause del fenomeno in atto la fratturazione idraulica del nucleo causata dall’invasore ed una estesa zona del (sottile) nucleo danneggiata a causa di fenomeni erosivi in atto. Nell’ottobre del 1968, dopo l’esecuzione degli interventi di riparazione nel nucleo, la diga viene nuovamente invasa e non si registrano anomalie nelle misure delle portate filtranti.

Yard’s Creek Dam (New Jersey)

Costruita tra il 1963 e il 1965 (Fig. 2.10) nella fase di invasore si registrano perdite eccessive accompagnate da fenomeni erosivi (Fig. 2.11). La successiva campagna di indagini (Fig. 2.12-13) permette di individuare la causa del fenomeno erosivo nelle fratture idrauliche esistenti all’interno del nucleo ad una profondità di circa 4 metri dal coronamento.

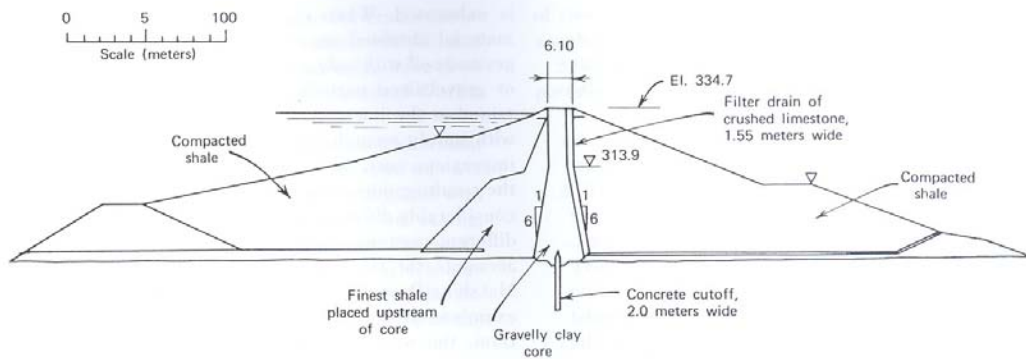


Fig. 2.7 - Diga di Balderhead. Sezione trasversale (Sherard 1970)

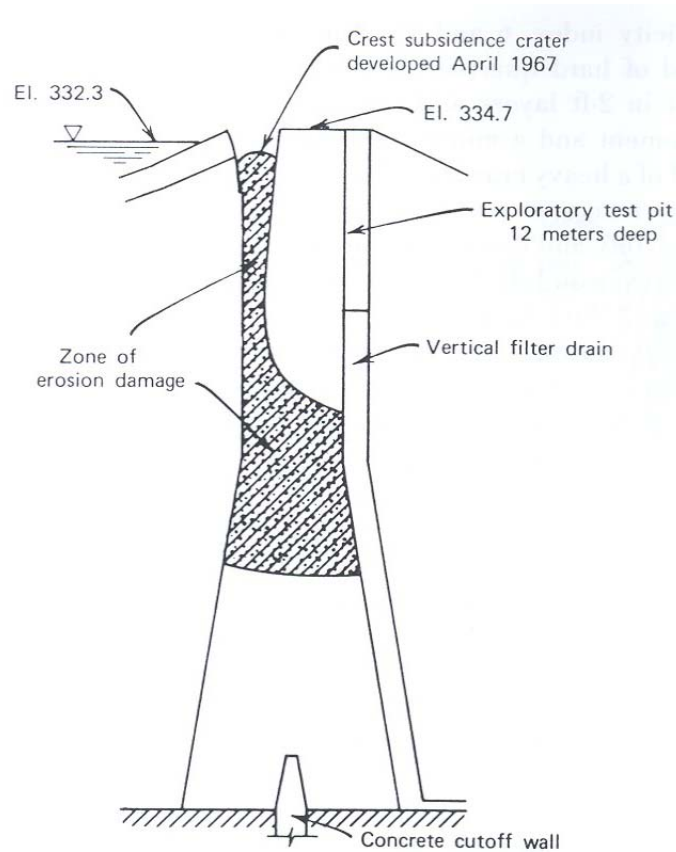


Fig. 2.8 - Diga di Balderhead. Stima della zona di danno dovuta a erosione nel nucleo della diga (Sherard 1970)

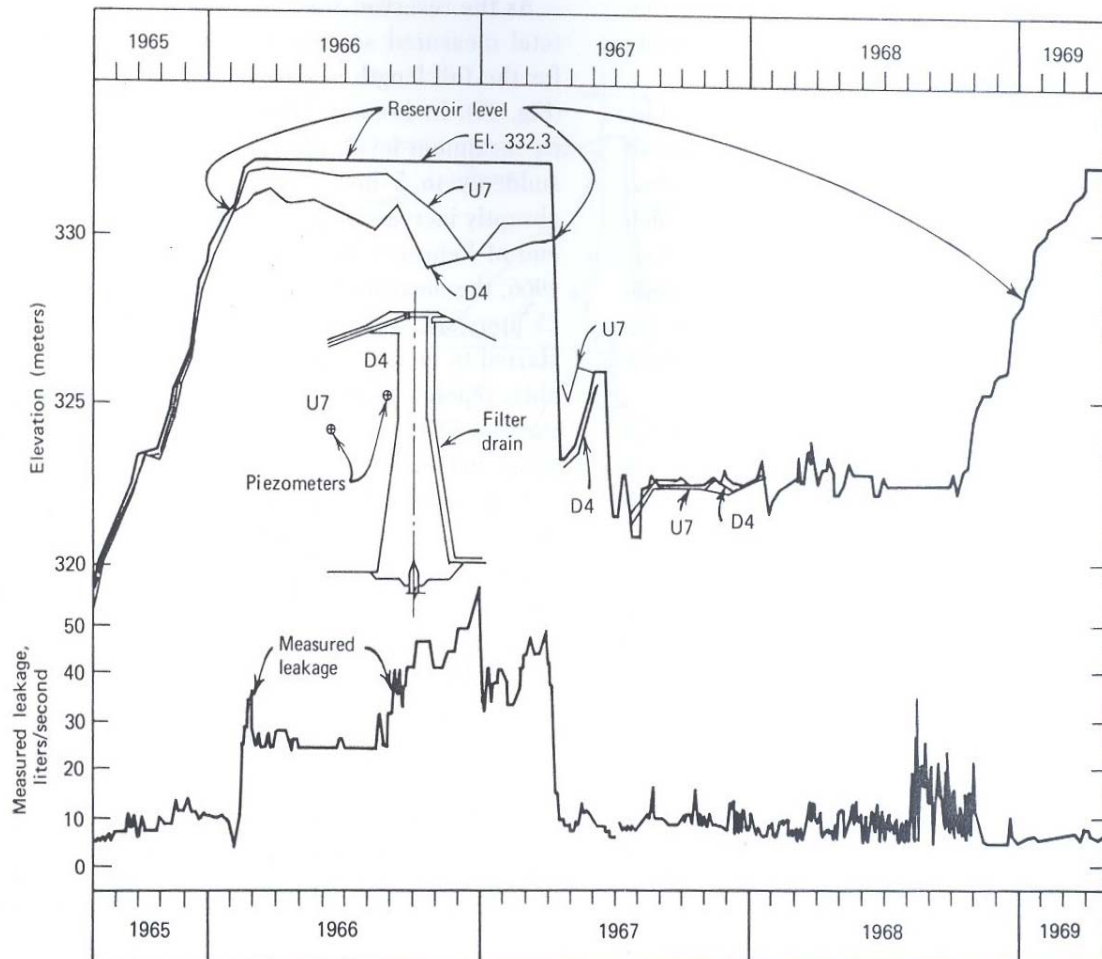


Fig. 2.9 - Diga di Balderhead. Livello di invaso, portate filtrate misurate, e misure piezometriche nel rinfiango di monte (Sherard 1970)

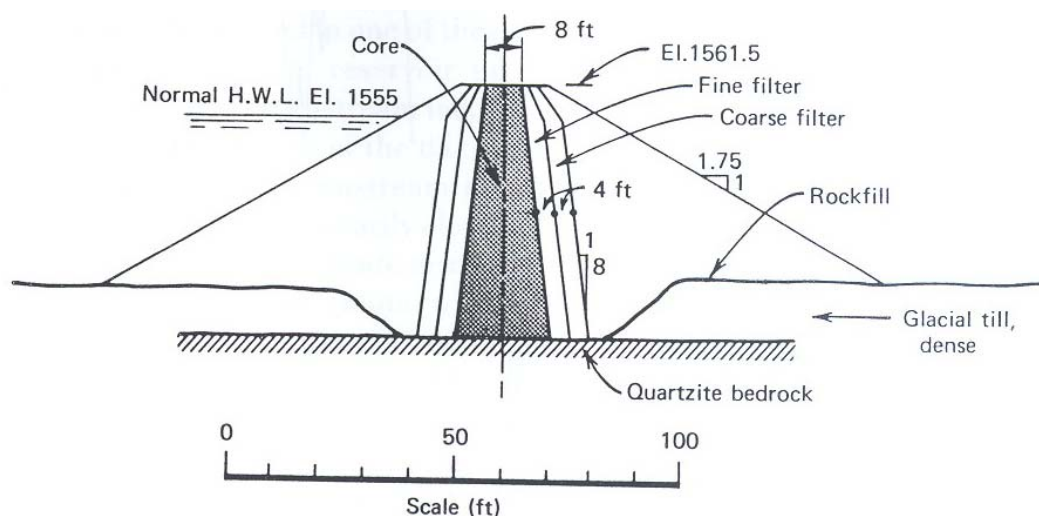


Fig. 2.10 - Diga di Yard Creek. Sezione trasversale e livello di invaso (Sherard 1970)

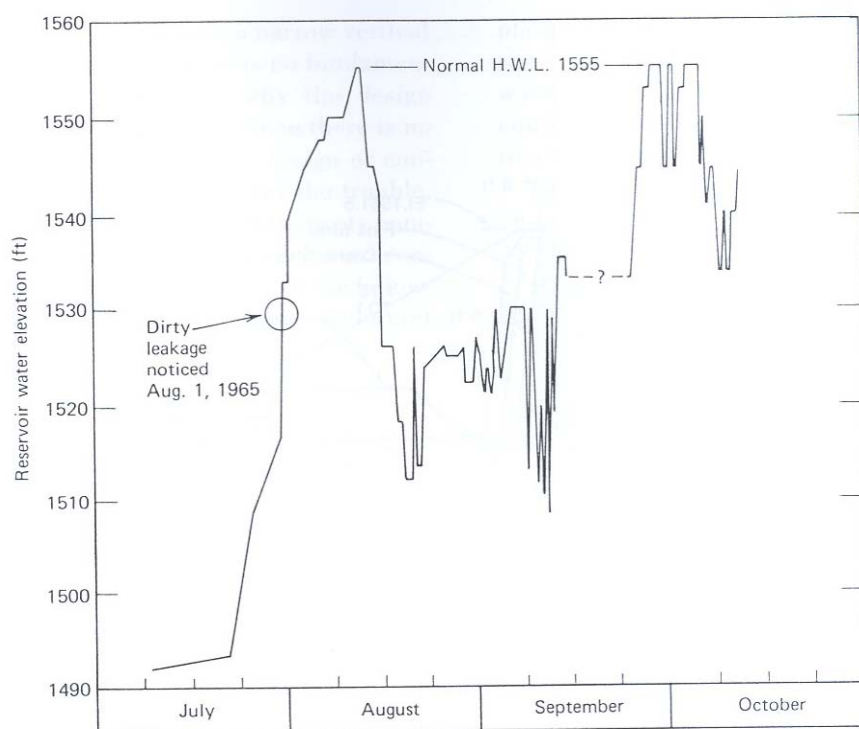


Fig. 2.11 - Diga di Yard Creek. Evoluzione delle quote di invaso (luglio – ottobre 1965) durante il periodo di manifestazione delle perdite eccessive associate a fenomeni erosivi. (Sherard 1970)

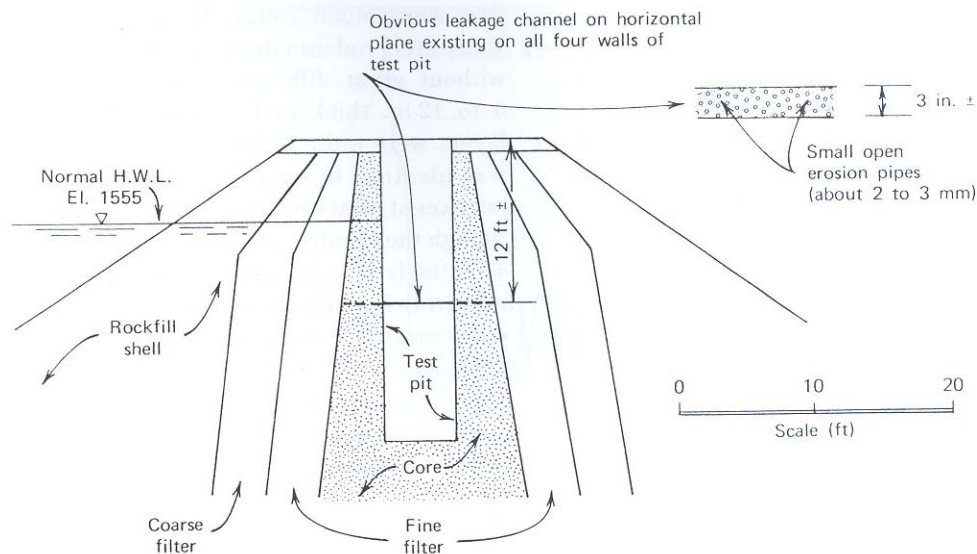


Fig. 2.12 - Diga di Yard Creek. Perdite concentrate nel piano orizzontale attraverso il nucleo durante la prova di perforazione (Sherard 1970)

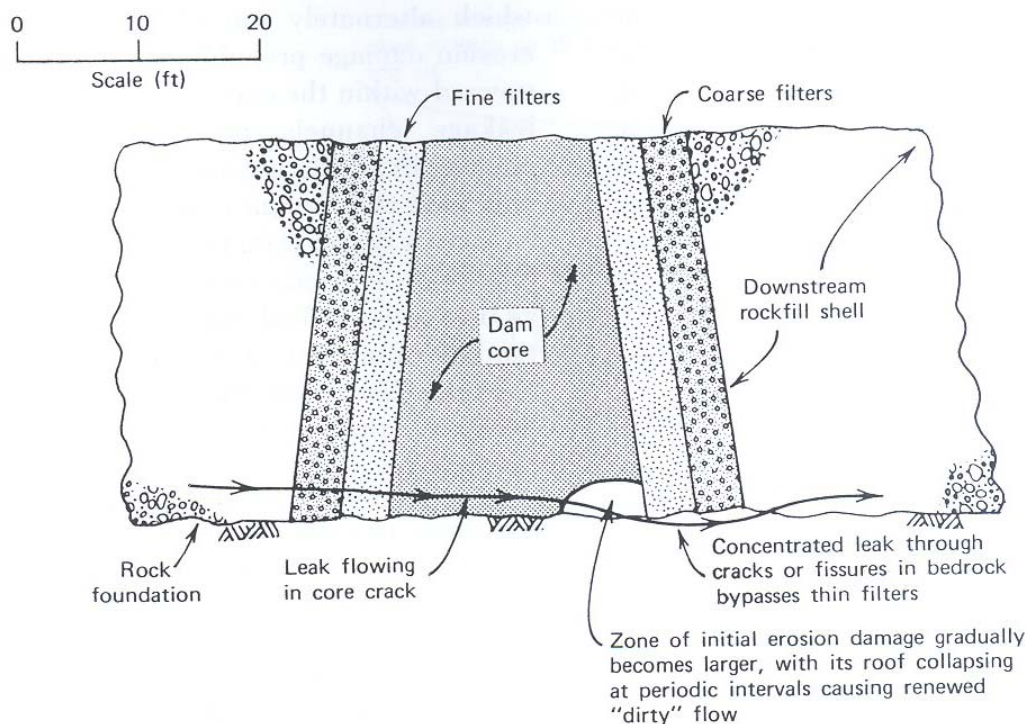


Fig. 2.13 - Diga di Yard Creek. Possibili canali dovuti alla propagazione di fessure al di sotto del filtro (Sherard 1970)

Hyttejuvet Dam (Norvegia)

Diga zonata alta 90 m; durante la costruzione il progetto viene modificato e si decide di ridurre la larghezza del nucleo, determinando così una geometria piuttosto inusuale (Fig. 2.14). Nel settembre del 1966 a seguito dell'incremento del livello di invaso si registrano aumenti sensibili delle portate filtranti a valle. In questo caso la causa delle perdite eccessive sarà individuata nelle fratture idrauliche prodottesi nella parte superiore del nucleo, quella più sottile (Fig. 2.15).

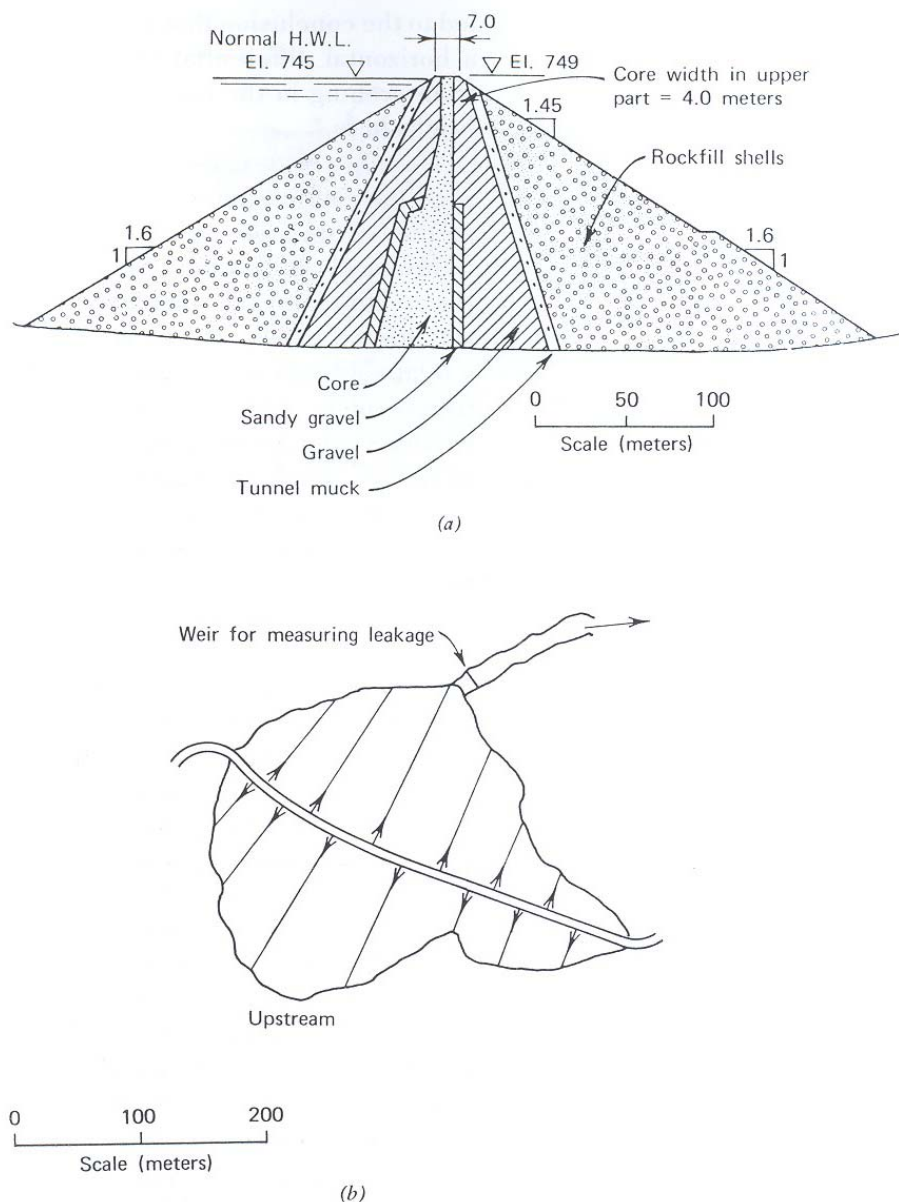


Fig. 2.14 - Diga di Hyttejuvet. (a) Sezione trasversale. (b) Pianta
(Kjaernsli & Torblaa, 1968)

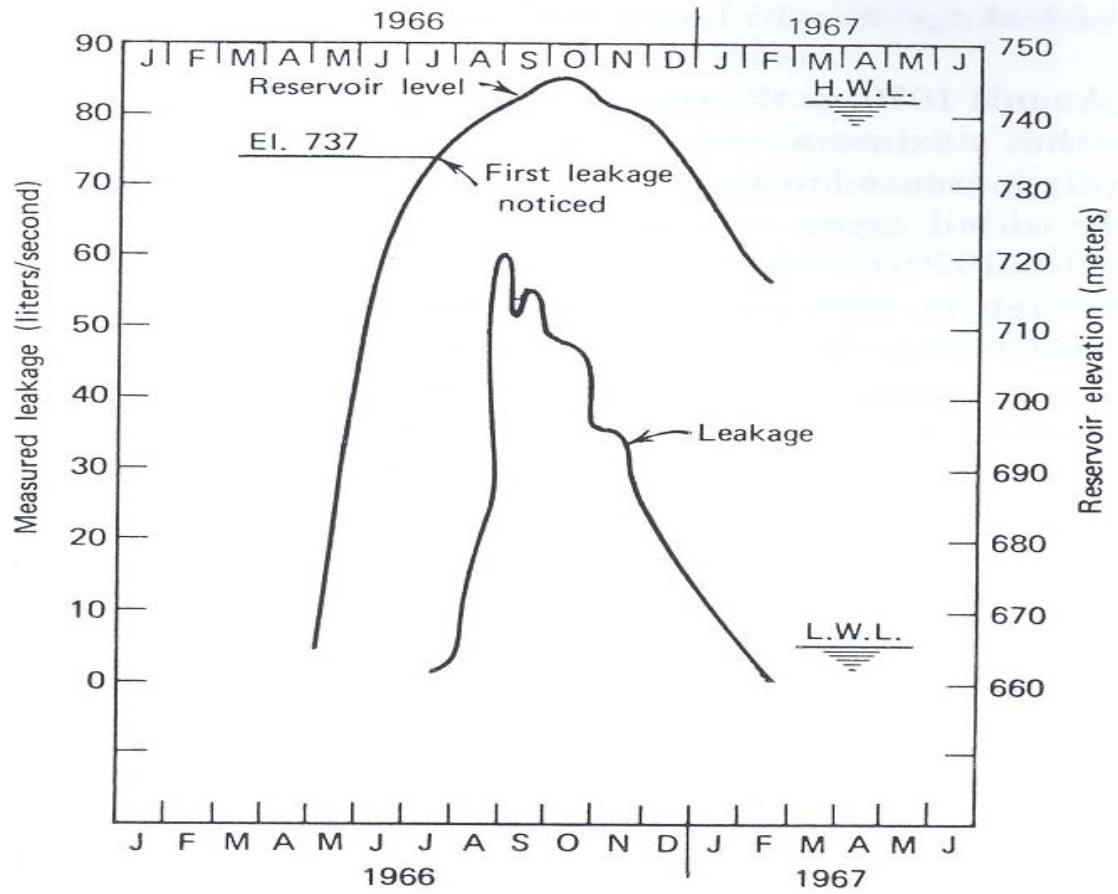


Fig. 2.15 - Diga di Hyttejuvet. Livello di invaso e perdite misurate 1966-1967
(Kjaernsli & Torblaa, 1968)

Teton Dam (Idaho)

Diga alta 90 m, costruita in tre anni. In fase costruttiva si nota lo sviluppo di un marcato effetto arco e durante la fase di invaso si manifestano problemi di tenuta idraulica che ne determineranno il collasso. Le figg. 2.16-21 mostrano in sequenza le fasi del collasso della diga.

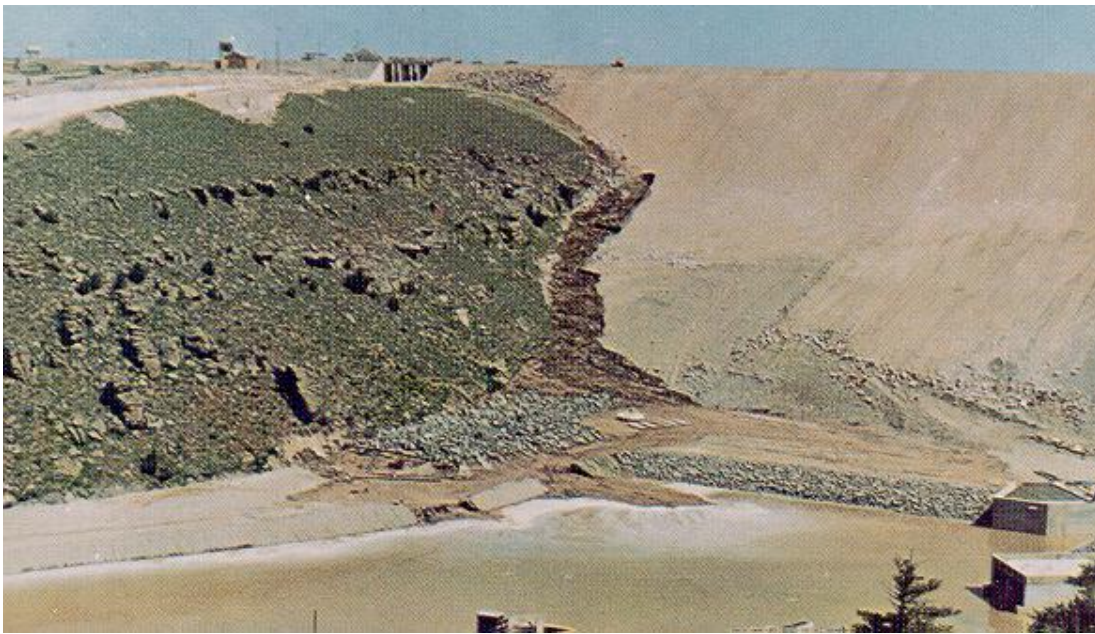


Fig. 2.16 Teton Dam. Sequenza delle fasi di collasso (a)



Fig. 2.17 Teton Dam. Sequenza delle fasi di collasso (b)



Fig. 2.18 Teton Dam. Sequenza delle fasi di collasso (c)



Fig. 2.19 Teton Dam. Sequenza delle fasi di collasso (d)

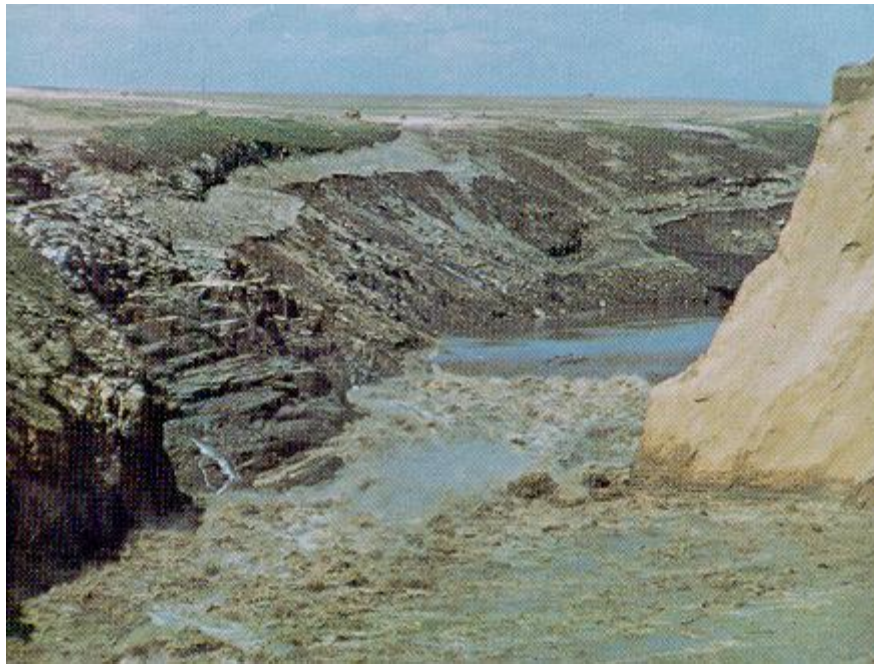


Fig. 2.20 Teton Dam. Sequenza delle fasi di collasso (e)



Fig. 2.21 Teton Dam. Condizione attuale

I casi di rottura di dighe in terra dovuti a fenomeni di fratturazione idraulica sono numerosi, e quelli sopra illustrati (summa capita) ne rappresentano una piccola parte. Per maggiori dettagli si rimanda alle note citate in bibliografia.

Focalizzando l'attenzione sui casi illustrati è possibile trarre delle conclusioni sui provvedimenti progettuali ed esecutivi che possono ridurre il rischio del fenomeno di fratturazione:

- ***fessurazione connessa ai materiali e alla loro messa in opera***
 - la tendenza di una diga alla fessurazione deve essere attentamente valutata con particolare riguardo alle zone nelle quali i percorsi di filtrazione attraverso le fratture potrebbero essere brevi e diretti. Analisi FEM condotte su casi reali hanno mostrato che lo stato fessurativo all'interno di una diga può essere accresciuto da:
 - una non scrupolosa profilatura della superficie di separazione tra terreno di fondazione e il corpo diga;
 - una procedura di compattazione poco accurata per il materiale posto in opera a monte (incremento dei cedimenti dovuti al processo di saturazione)
 - una minore cura nella selezione e nei trattamenti dei materiali da nucleo, ciò potrebbe non garantire una relativamente alta plasticità del materiale
 - esigue zone di materiale di transizione tra nucleo e rinfianchi per opere per le quali si prevede uno stato fessurativo legato a fenomeni di essiccamento o sismici. In particolare, la vulnerabilità della parte superiore del nucleo, potrebbe essere accresciuta se non si prevede sul contorno di monte una zona di transizione con granulometria adeguata.

- ***fessurazione connessa con lo sviluppo di cedimenti differenziali:***
 - i cedimenti differenziali possono essere eccessivi nel caso di rinfianchi molto ripidi o nelle zone in cui materiali contigui a differente rigidezza impediscono una corretta compattazione del materiale;
 - i cedimenti nella parte inferiore del corpo diga non hanno conseguenze significative a causa degli alti valori dello stato tensionale e della elevata larghezza della sezione, al contrario nella parte alta del nucleo lo stato tensionale dovuto al peso del materiale è piuttosto basso e l'azione di confinamento del materiale risulta limitata, inoltre i percorsi trasversali di filtrazione risultano ridotti, in questo caso i filtri giocano un ruolo importante;
 - brusche variazioni di pendenza del profilo longitudinale del piano di fondazione della diga possono far nascere cedimenti differenziali elevati determinando sezioni trasversali caratterizzate da un intenso stato fessurativo.

2.1.3 Pressione idraulica di fratturazione u_f

Fin dal 1960 si è notato che l'utilizzo di iniezioni di malta ad alta pressione all'interno dei terreni di fondazione di dighe in terra produceva delle fratture idrauliche attraverso le quali la malta fuoriusciva in flussi concentrati.

Lo stesso fenomeno si ripropone quando vengono eseguiti dei fori nel nucleo di una diga in terra e la pressione del fluido all'interno del foro nella parte più profonda è maggiore della pressione nella zona adiacente il foro. Nei paragrafi successivi verranno illustrati gli studi eseguiti sia a carattere teorico che sperimentale inerenti questo fenomeno.

2.1.3.1 Determinazione analitica

La frattura idraulica nei terreni è un fenomeno per il quale le fratture si creano e si propagano sotto l’influenza della pressione idraulica esercitata sul terreno, ed avviene quando la pressione idraulica è maggiore della tensione totale minima nel piano della frattura.

Per determinare la pressione idraulica molti ricercatori hanno proposto varie soluzioni. Di seguito viene illustrata nel dettaglio la soluzione elastica, ritenuta più adeguata ad illustrare le peculiarità del problema.

La Fig. 2.22 illustra la geometria del problema preso in considerazione. Un provino cilindrico con cavità concentrica soggetto ad una pressione esterna P_0 mantenuta costante e ad una pressione interna P_i che viene incrementata fino al prodursi della frattura.

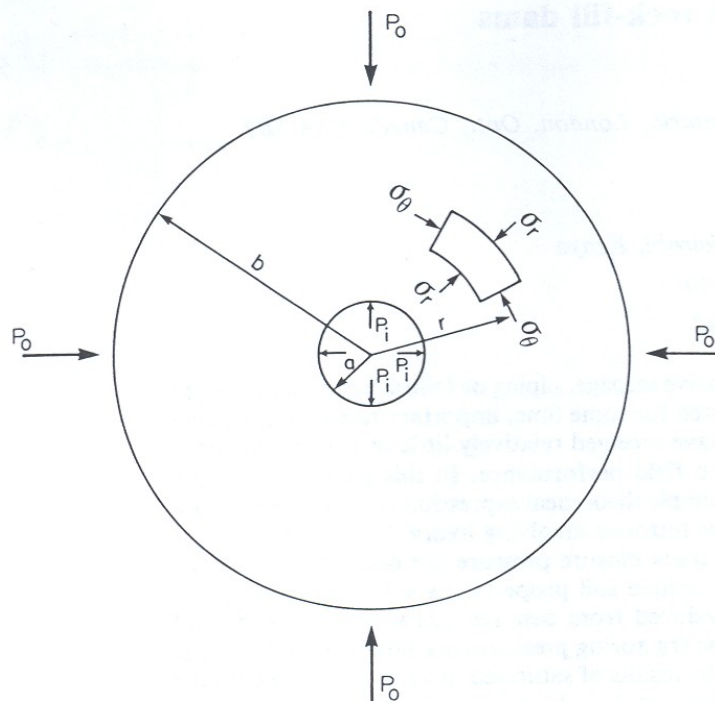


Fig.2.22 – Stato tensionale in una prova di fratturazione idraulica
(Lo K.Y. et al. 1990)

Per la teoria elastica le variazioni delle tensioni radiali e tangenziali sono:

$$\begin{cases} \Delta\sigma_r = \frac{3E}{2(1+\nu)(1-2\nu)} \left[c_1 + (1-2\nu) \frac{c_2}{r^2} \right] \\ \Delta\sigma_\theta = \frac{3E}{2(1+\nu)(1-2\nu)} \left[c_1 - (1-2\nu) \frac{c_2}{r^2} \right] \end{cases} \quad (1)$$

con

$$\begin{cases} \sigma_r = P_0 + \Delta\sigma_r \\ \sigma_\theta = P_0 + \Delta\sigma_\theta \end{cases} \quad (2)$$

i valori di σ_r e σ_θ sono quindi:

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{b^2}{(b^2 - a^2)} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) P_0 + \frac{a^2}{(b^2 - a^2)} \left(\frac{b^2}{r^2} - 1 \right) P_i \\ \sigma_\theta = \frac{b^2}{(b^2 - a^2)} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) P_0 - \frac{a^2}{(b^2 - a^2)} \left(\frac{b^2}{r^2} + 1 \right) P_i \end{cases} \quad (3)$$

si nota come la tensione radiale massima e la tensione tangenziale minima si ottengano per $r = a$

$$\begin{cases} (\sigma_r)_{r=a} = P_i \\ (\sigma_\theta)_{r=a} = \frac{b^2}{(b^2 - a^2)} (2P_0 - P_i - \frac{a^2}{b^2} P_i) \end{cases} \quad (4)$$

La Fig. 2.23 mostra le variazioni delle tensioni radiali e tangenziali nel percorso di carico che porta a fratturazione il provino. La frattura idraulica avviene quando la pressione del fluido P_i raggiunge in valore assoluto la somma della tensione principale minima e della resistenza a trazione del terreno, la rottura è rappresentata dal cerchio f . La pressione del fluido alla quale avviene la frattura viene definita *pressione di fratturazione idraulica* u_f .

Il valore di u_f dipenderà dalla scelta dell'involuppo di rottura, e scegliendo per semplicità il criterio di Mohr-Coulomb scritto nella forma:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2C \cos \varphi = 0 \quad (5)$$

che riscritto in termini di σ_r , σ_θ e σ_t = tensione di trazione

secondo le relazioni:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_r \\ \sigma_3 = \sigma_\theta + \sigma_t \end{cases} \quad (6)$$

porta alla relazione:

$$(\sigma_r - \sigma_\theta - \sigma_t) - (\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_t) \sin \varphi - 2C \cos \varphi = 0 \quad (7)$$

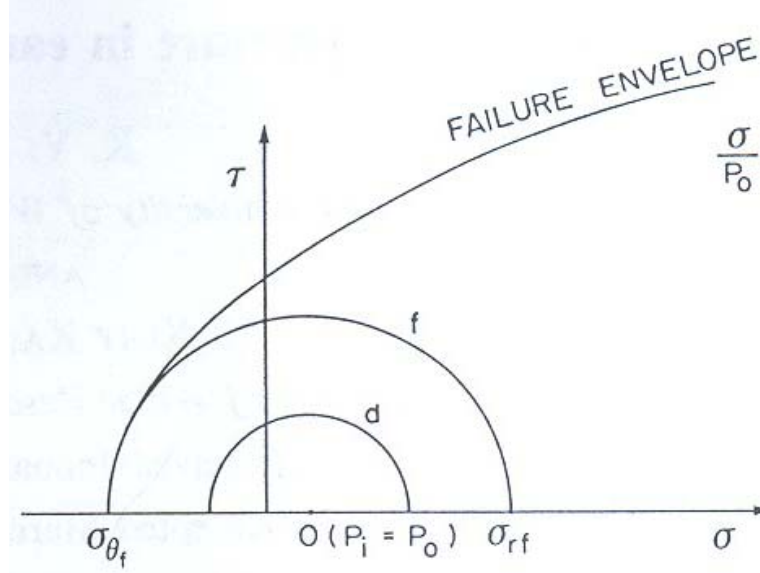


Fig. 2.23 – Variazione di tensione durante la fratturazione idraulica
(Lo K.Y. et al. 1990)

sostituendo la (4) nella (7) e risolvendo rispetto a $P_i \equiv u_f$ si ha:

$$P_i = u_f = \frac{b^2}{(b^2 - a^2 \sin \varphi)} \left\{ \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \left[(1 + \sin \varphi) \frac{\sigma_t}{2} + C \cos \varphi \right] + (1 + \sin \varphi) P_0 \right\} \quad (8)$$

se $b \gg a$ e $P_0 \equiv \sigma_H$ = pressione di confinamento la (8) si riduce a:

$$u_f = C \cos \varphi + (1 + \sin \varphi) \frac{\sigma_t}{2} + (1 + \sin \varphi) \sigma_H \quad (9)$$

la (9) prevede una relazione lineare tra u_f e la σ_H (tensione totale principale minima) con una intercetta ed una pendenza definita dai parametri di resistenza del terreno. Ne consegue, che la resistenza alla fratturazione idraulica può essere incrementata aumentando i parametri di resistenza del terreno o la tensione principale totale minima. Infine, si nota che la (9) deriva dall'aver considerato l'apertura circolare, ipotizzando una apertura ellittica Snedden & Das (1971) trovano valori di u_f molto simili con una differenza massima di circa il 20%.

La resistenza a trazione del terreno, che si oppone alla fratturazione idraulica, in genere viene trascurata.

2.1.3.2 Determinazione sperimentale e fattori di influenza

In generale la pressione idraulica di fratturazione può essere determinata attraverso prove in sito o prove in laboratorio. Le prove in sito, prevedono la realizzazione di un foro all'interno del terreno nel quale viene immesso del fluido in pressione fino al raggiungimento della fratturazione del terreno.

In generale, quindi, i risultati di una prova in sito dipendono da molteplici fattori quali:

- stato tensionale in sito;
- velocità con la quale viene incrementata la pressione nel foro;
- caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno;
- forma del foro;
- metodo usato per realizzare il foro;

L'impossibilità di valutare l'influenza di questi fattori singolarmente ha determinato la scelta di studiare i risultati di prove di laboratorio nelle quali molti dei fattori sopra elencati sono facilmente controllabili, consentendo inoltre la possibilità di variare le condizioni di stato del materiale per renderle simili a quelle del nucleo di una diga in terra. In questo paragrafo verranno illustrati i risultati di alcune prove di laboratorio eseguite da Lo (1990) e da Jaworski (1981).

La Fig. 2.24 mostra la forma e le dimensioni dei provini utilizzati per le prove di fratturazione idraulica eseguite da Jaworski G. (1981).

I provini di forma cubica sono inseriti all'interno di una apparecchiatura che permette l'applicazione di tre tensioni indipendenti perpendicolari tra loro. Per i tests sono stati utilizzati dei provini ricavati da blocchi di materiale indisturbato prelevati dal nucleo della diga di *Teton*, caratterizzati da un indice di plasticità variabile tra $3 \div 6\%$, inoltre, le tensioni principali $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sono caratterizzate dalla relazione $\sigma_1 = 2\sigma_2 = 2\sigma_3$ con la direzione di σ_1 sempre parallela alla direzione dell'asse del foro praticato all'interno del provino. Il risultato tipico di un test viene riportato in

Fig. 2.25, l'aumento di pressione del fluido all'interno del foro determina un incremento di portata immessa nel foro.

Nella fase iniziale della prova la portata cresce molto lentamente rispetto alla pressione applicata, raggiunte le condizioni di fratturazione, la pressione di fratturazione u_f rimane pressochè costante e la portata raggiunge valori elevati, indicando una connessione tra il foro ed i margini del provino.

Infine, in Fig.2.26 viene mostrata nel dettaglio l'apparecchiatura utilizzata da Lo K.Y., consistente in una cella triassiale modificata.

Nel seguito I risultati ottenuti da Jawroski et al. (1981) e da Lo et al. (1990) vengono, mostrati, riassunti ed interpretati nell'intento di estrapolare considerazioni, di carattere generale.

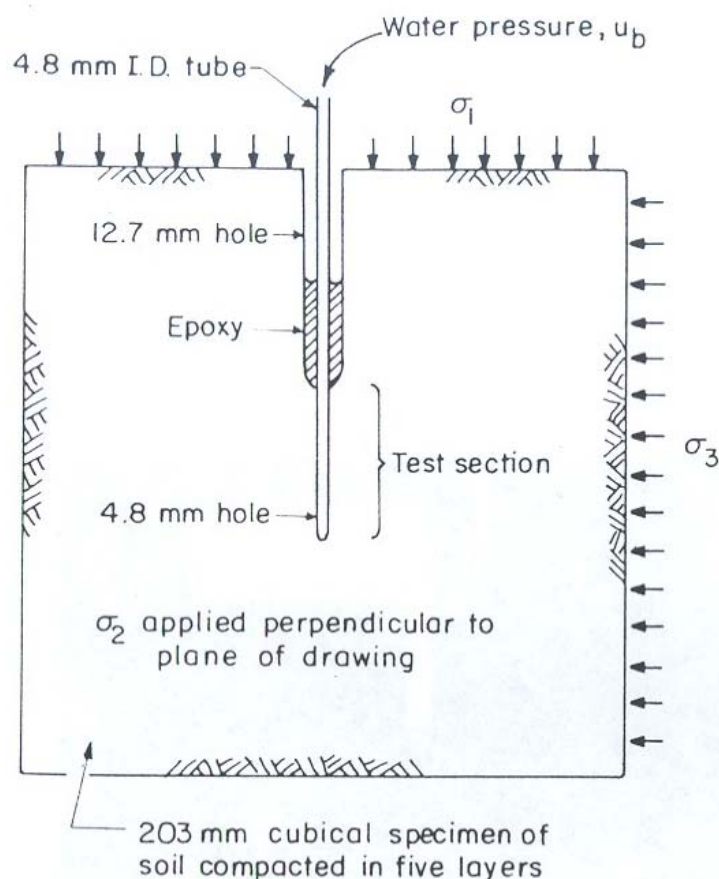


Fig.2.24 – Prova di fratturazione in laboratorio usando il modello del foro di trivellazione (Jaworski G., 1981)

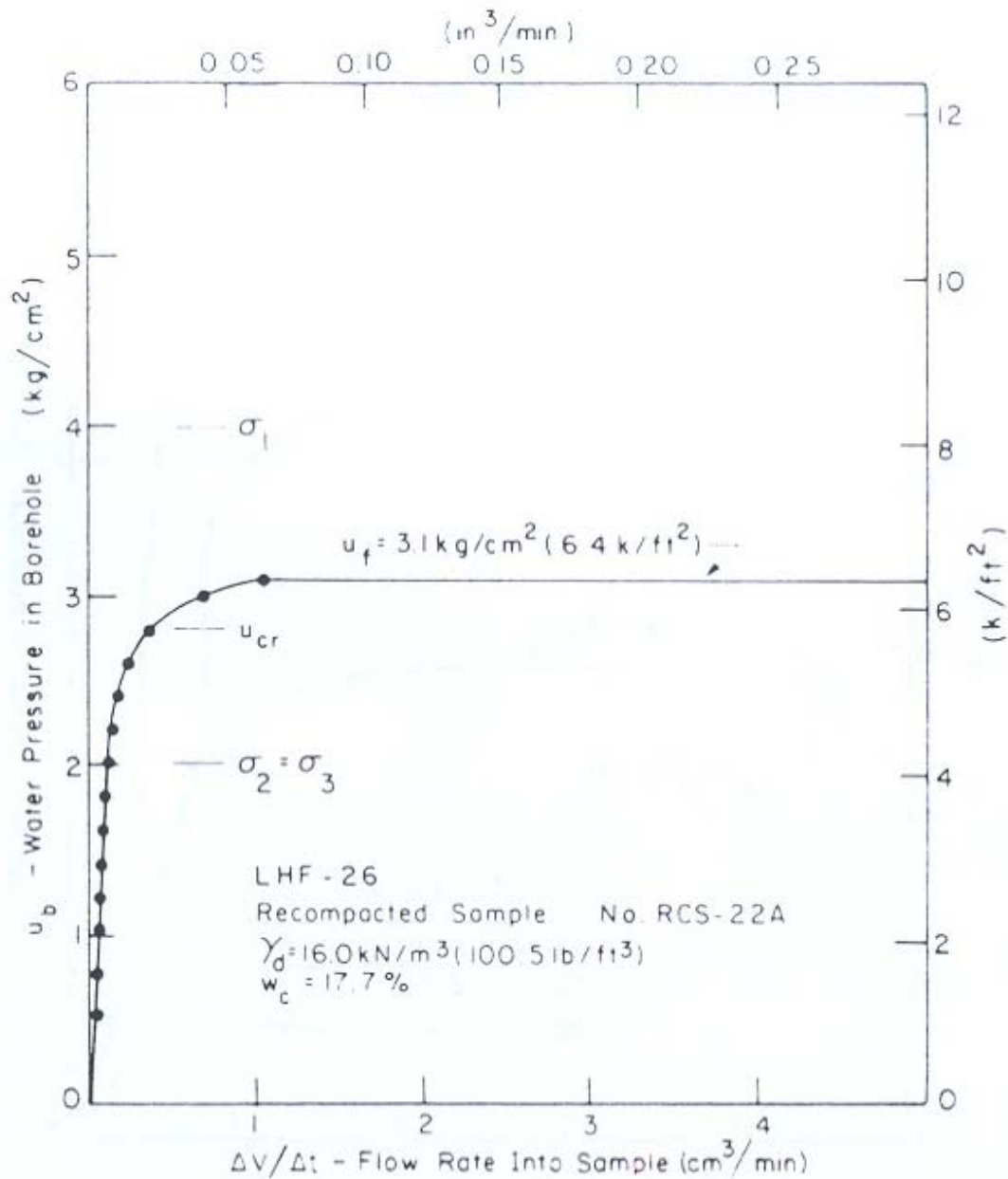


Fig.2.25 – Risultati tipici di una prova di fratturazione idraulica usando il foro di trivellazione (Jaworski G., 1981)

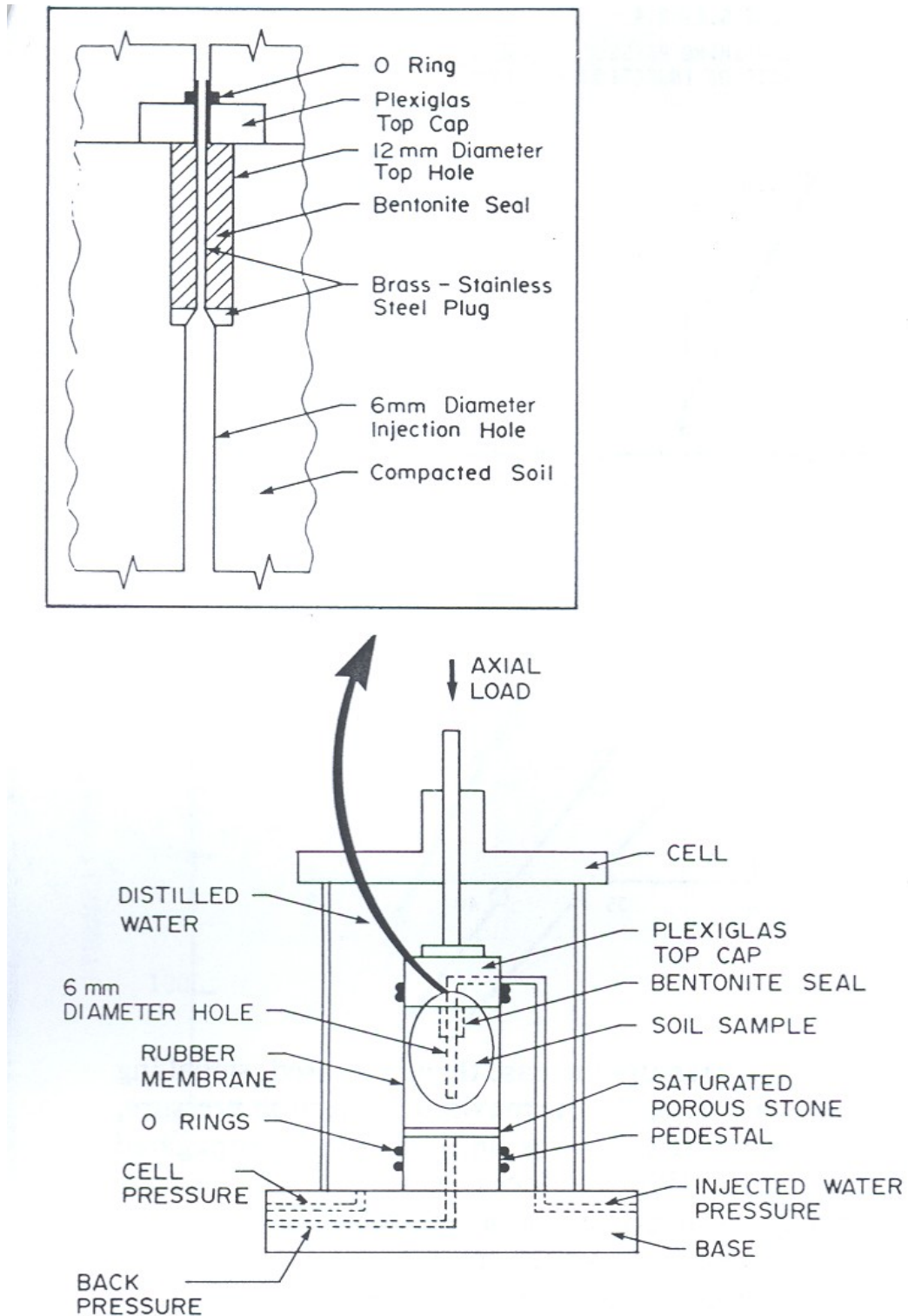


Fig.2.26 - Attrezzatura sperimentale per prove di fratturazione idraulica
(Lo K.Y. 1990)

a) influenza del contenuto d’acqua di costipamento e densità secca

Le prove in Figg. 2.27-28 eseguite da Jawroski su materiali rimaneggiati e ricompattati con la stessa procedura mostrano i valori di u_f ottenuti per due distinti gruppi di materiali. I due gruppi si differenziano per contenuto d’acqua di compattazione, il *Gruppo I* risulta compattato asciutto ($w \cong w_{opt} - 2\%$) mentre il *Gruppo II* risulta compattato umido ($w \cong w_{opt} + 3\%$), per entrambi i gruppi si può ritenere uguale la densità secca γ_d . I risultati indicano (Figg. 2.27-28) che:

- a parità di γ_d si riscontrano valori maggiori di u_f per provini compattati asciutti;
- per i materiali dello stesso gruppo, al diminuire del contenuto d’acqua aumenta la u_f

b) influenza delle fratture preesistenti

Con riferimento alle prove eseguite da Jaworski, lo studio dell’influenza delle fratture preesistenti prevede la suddivisione dei test in due fasi. Nella prima fase il provino viene fratturato secondo le modalità sopra illustrate, nella seconda fase viene rieseguita la prova nelle stesse condizioni (Fig.2.29) o aumentando la tensione principale minima (Fig.2.30). Tutto ciò al fine di determinare l’influenza delle reali condizioni del materiale utilizzato per il nucleo di una diga sul valore della pressione di fratturazione idraulica.

Infatti, la prima fase simula la formazione di fratture durante la fase costruttiva della diga, la seconda tiene in conto che, il materiale già fratturato, subisce un incremento dello stato tensionale dovuto alle successive fasi costruttive del rilevato.

I risultati in Fig.2.29 mostrano che nella prima fase la u_f risulta maggiore di σ_1 e $\sigma_2 = \sigma_3$ (curva A), nella seconda fase mantenendo lo stesso stato tensionale di confinamento si ha $u_f = \sigma_2 = \sigma_3$ (curva B). I test che prevedono l’incremento dello stato tensionale di confinamento nella seconda fase della prova (Fig.2.30), indicano valori della pressione idraulica di fratturazione maggiori delle tensioni principali

minime di confinamento. Se ne deduce, quindi, che la presenza di fratture, come atteso, influenza la u_f ma dipende essenzialmente dallo stato tensionale.

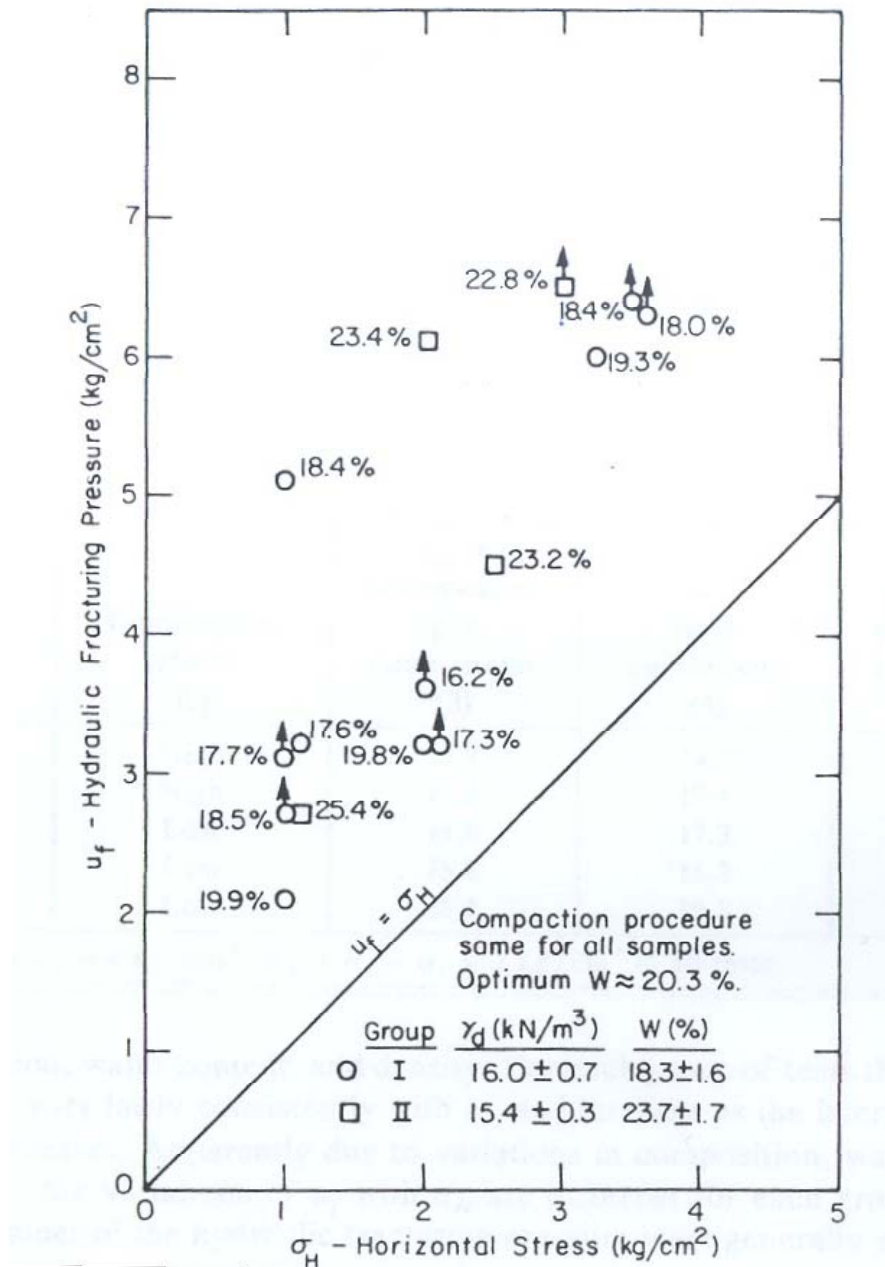


Fig.2.27 – Prove di fratturazione idraulica su materiale ricompattati prelevato nel nucleo della Diga di Teton (Jaworski G. 1981)

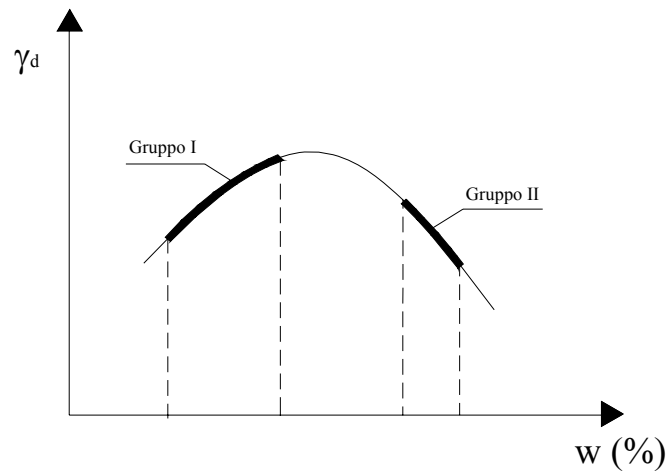


Fig.2.28 – Curve di compattazione dei materiali utilizzati nelle prove.
(da Jaworski G., (1981))

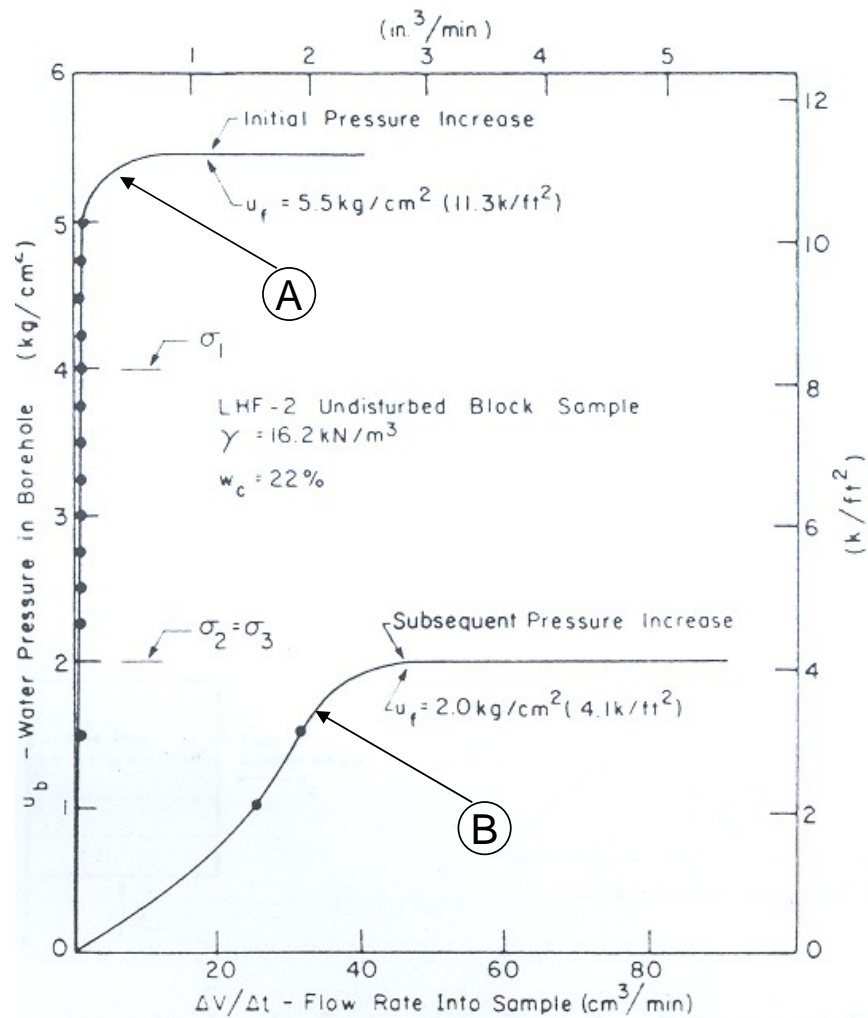


Fig.2.29 – Prova di rifratturazione su un blocco indisturbato Jaworski G. (1981)

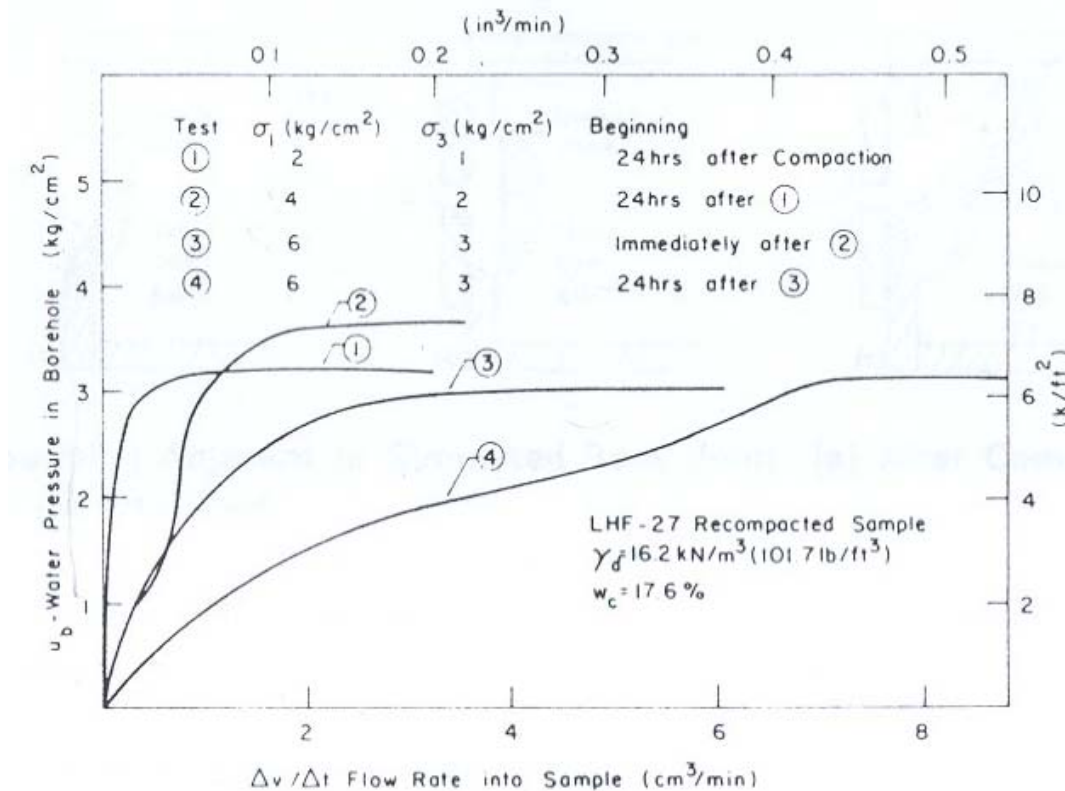


Fig.2.30 – Provino rifratturato dopo aver aumentato la tensione di confinamento (Jaworski G. 1981)

c) influenza delle modalità di prova e delle condizioni al contorno

Al fine di illustrare l'influenza delle modalità di prova su u_f vengono illustrate nel dettaglio le prove di fratturazione idraulica eseguite da Lo K.Y. (1990), nelle quali le modalità di prova vengono fatte variare tenendo conto delle reali condizioni del materiale di una diga in terra.

La granulometria del materiale usato rientra all'interno di un fuso granulometrico individuato dalle granulometrie dei materiali da nucleo di sei dighe che hanno mostrato problemi di fratturazione idraulica durante le fasi di invaso (Balderhead Dam, Viddalsuatu Dam, Teton Dam, Hyttejuvet Dam, Yard's Creek Dam, Manicouagan Dam).

Al materiale, compattato all'ottimo, è stato applicato un carico assiale in modo che il rapporto tra la pressione di cella applicata e la tensione assiale fosse pari a 0,6 e ciò per tener conto del rapporto esistente tra le tensioni principali massime e

minime all'interno del nucleo di una diga in terra zonata. Nella maggior parte delle prove è stata iniettata nel foro una quantità di fluido pari a $0,1 \text{ cm}^3/\text{min}$ con un tempo di fratturazione di circa 10 minuti.

Sono stati eseguiti tre tipi di prove nelle quali si è tenuto conto del grado di saturazione e della consolidazione del materiale:

- **prova UU** (prova di fratturazione su materiale non saturo e non consolidato);
- **prova SC** (prova di fratturazione su materiale preventivamente saturo e consolidato);
- **prova SU** (prova di fratturazione su materiale preventivamente saturo ma non consolidato);

La Fig.2.31 indica il risultato generico di una prova. La pressione iniettata all'interno della cavità aumenta rapidamente con la portata (costante) immessa, oltre un certo valore si ha in decremento della pressione che indica l'avvenuta rottura del provino per fratturazione.

Lo stato tensionale, come già osservato nelle esperienze di Jaworski G. (1981), influenza marcatamente il valore della pressione idraulica di fratturazione (Fig.2.32).

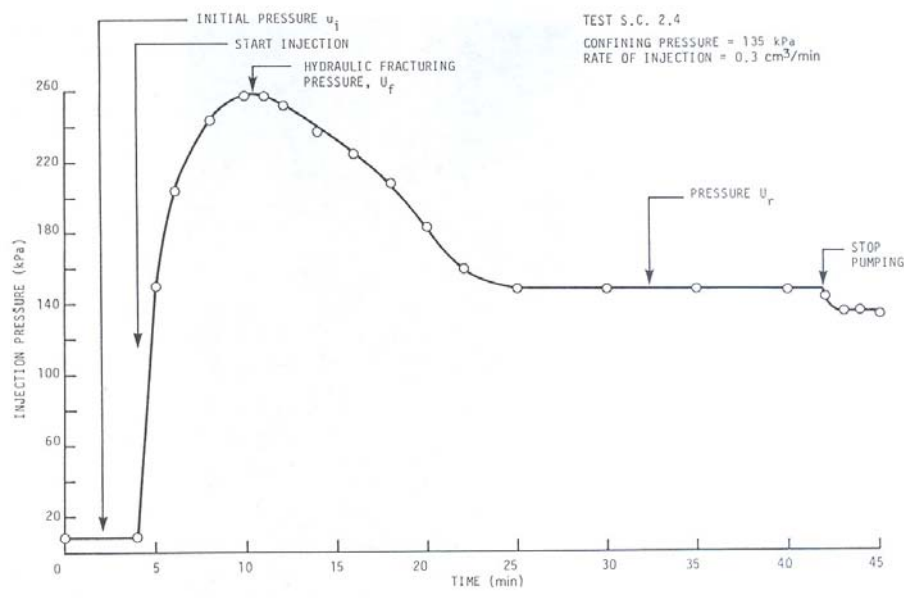


Fig.2.31 - Risultati di una tipica prova di fratturazione idraulica (Lo K.Y. 1990)

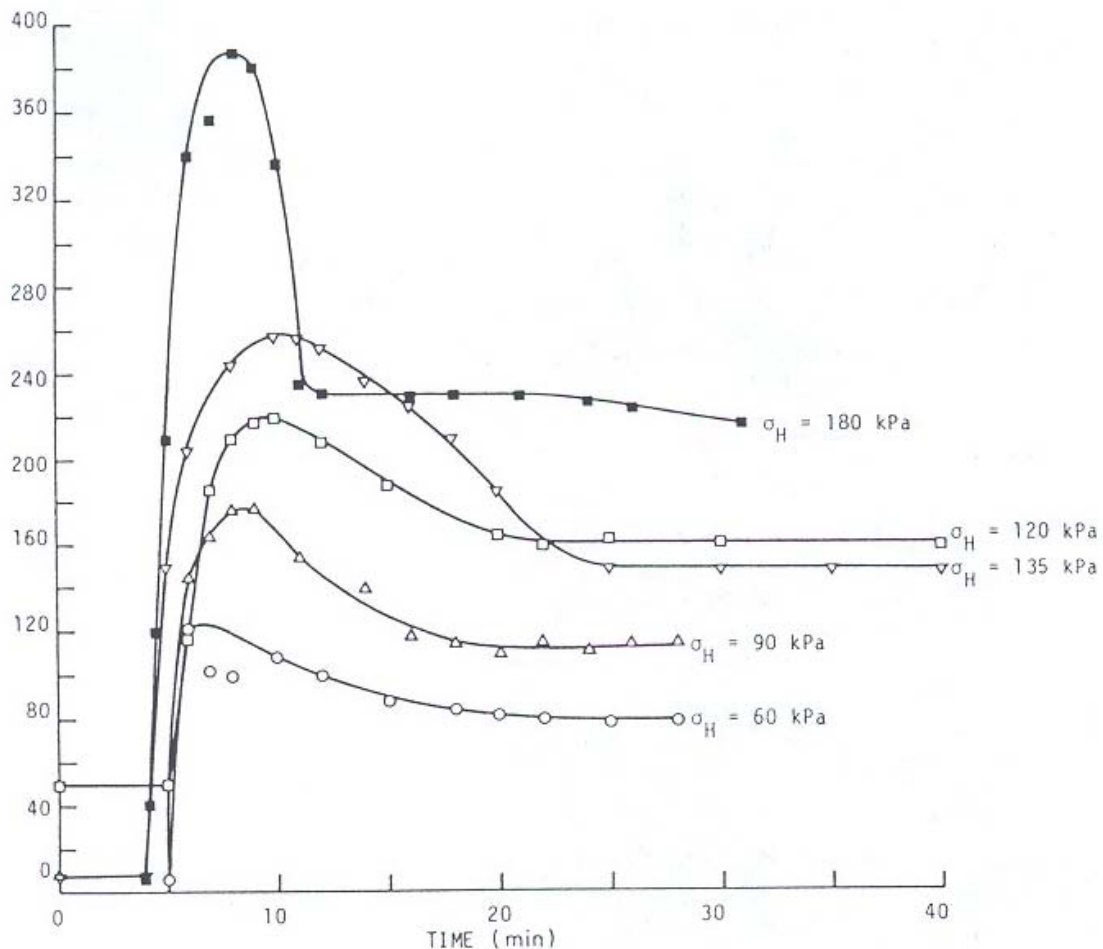


Fig.2.32 - Relazione *pressione di iniezione - tempo* per la prova SC
(Lo K.Y. 1990)

Diagrammando i valori di u_f in funzione della pressione di confinamento σ_H e del tipo di prova (UU,SC,SU), vedi Fig.2.33, si nota una variazione lineare al crescere di σ_H , e ciò in accordo con la teoria (§.2.1.3.1).

La pressione idraulica di fratturazione (Fig. 2.33) si posiziona all'interno dei limiti individuati da SC e SU. Se ne deduce, inoltre, che la consolidazione determina un incremento della resistenza del terreno e quindi della resistenza alla fratturazione idraulica

Le diverse modalità di prova sopra descritte, sono utili perché permettono di ipotizzare l'entità della pressione idraulica che produce fratturazione all'interno del corpo diga, tenendo conto sia delle scelte progettuali, sia della storia che caratterizza le diverse fasi di vita dell'opera.

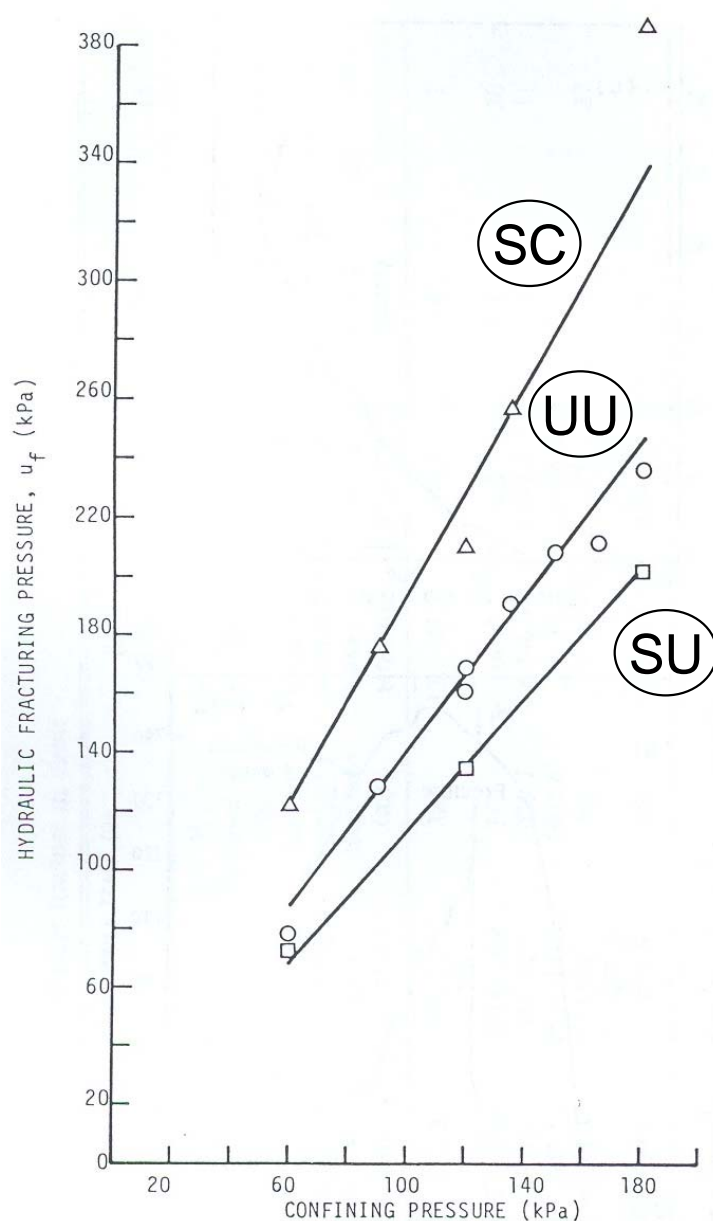


Fig. 2.33 - Risultati delle prove di fratturazione idraulica. Lo K.Y. (1990)

Infatti, il grado di saturazione del materiale e la consolidazione dello stesso dipendono da:

- contenuto d'acqua di compattazione del materiale da nucleo (il materiale compattato asciutto può determinare a fine costruzione un'ampia zona del nucleo in condizioni di parziale saturazione, al contrario di un materiale compattato umido che raggiunge velocemente la saturazione per compressione;

- velocità di costruzione: veloce o lenta (la velocità influenza la presenza o meno di fenomeni di consolidazione in atto);
- intervallo di tempo che intercorre tra fine costruzione e l’inizio delle procedure di invaso;
- modalità di invaso.

Un’analisi combinata dei fattori sopra elencati, permette quindi di avere una idea sui valori della pressione idraulica di fratturazione che ci si può aspettare in un caso reale.

Basandosi sui risultati ottenuti dalle varie prove sopra illustrate si possono formulare delle ipotesi relativamente alla fratturazione idraulica:

- La frattura idraulica è un fenomeno di “*weak link*” (collegamento debole) nel senso che si sviluppa lungo quelle zone del materiale caratterizzate da una più bassa resistenza. A parità di condizioni, quindi, più grande è la zona dove è applicata la pressione idraulica e più piccola sarà probabilmente la pressione di fratturazione u_f (Jaworski et al., 1981);
- La fratturazione idraulica richiede la presenza di discontinuità e fessurazioni, al momento non si è riusciti a dimostrare che in assenza di fessurazioni si incorre in problemi di fratturazione idraulica;
- La fratturazione idraulica dipende dallo stato tensionale che, in una diga, varia nel tempo e nello spazio, a causa di fenomeni quali, consolidazione, effetto arco, invaso

2.2 Strumenti di analisi e indicatori di sicurezza

2.2.1 Fratturazione idraulica nel nucleo di una diga

Nelle dighe in terra, una valutazione di massima della possibile presenza di fenomeni di fratturazione idraulica può essere effettuata utilizzando i risultati dei dati di monitoraggio.

Oltre all'informazione complessiva sullo stato di efficienza dell'opera di sbarramento, fornito dalle portate filtranti e dalla loro evoluzione, e all'indicazione riguardante presenza ed entità di fenomeni erosivi, fornita dall'analisi di torbidità delle perdite, particolarmente efficace può essere l'analisi delle pressioni interstiziali (semprechè le misure all'interno del nucleo siano abbastanza numerose). Con riferimento ai problemi di fratturazione idraulica può risultare utile rappresentare il rapporto $F_I = p_w / u$ tra la pressione idraulica p_w presente nell'invaso alla stessa quota del punto di misura e la pressione interstiziale misurata u . Valori di questo coefficiente prossimi all'unità in zone del nucleo in contatto con l'invaso possono ad esempio evidenziare situazioni nelle quali si sono verificati dei fenomeni locali di fratturazione idraulica.

La Fig. 2.34 indica i valori forniti da analisi numeriche agli elementi finiti dell'indicatore F_I in condizioni ideali, condizioni nelle quali sono soddisfatte le seguenti ipotesi: 1) materiale del nucleo omogeneo in termini di caratteristiche meccaniche e di permeabilità; 2) terreno di fondazione impermeabile; 3) raggiungimento delle condizioni stazionarie di filtrazione.

Come è evidente, in un nucleo omogeneo privo di fratturazione idraulica il valore del rapporto F_I va crescendo progressivamente muovendosi dal paramento di monte a quello di valle con curve di livello pressochè verticali.

Le interpretazioni di questo tipo di dati di monitoraggio possono fornire indicazioni qualitative sui fenomeni in atto.

Una possibile indicazione preventiva di zone nelle quali sia possibile lo sviluppo di fenomeni di fratturazione idraulica, può invece derivare da un'analisi dello stato tensionale. Di fatto questo tipo di approccio è possibile solo se si dispone

di un modello matematico che rappresenta il comportamento della diga; le misure di tensione che si effettuano nelle dighe in terra (per svariati motivi che vanno dalla affidabilità e rappresentatività della misura, alla durabilità della strumentazione, alla parzialità dell'informazione) non permettono infatti di ricostruire in modo completo e sufficientemente attendibile lo stato di tensione presente nelle opere, che è riscontrabile in forma indiretta e qualitativa (Pagano et al., 1998).

Una utile elaborazione dei risultati del modello matematico è la valutazione del rapporto $F_2 = \sigma_3 / p_w$ tra la tensione totale principale minima e la pressione idraulica presente nell'invaso.

In base a quanto detto precedentemente, le zone prossime al paramento di monte nelle quali il fattore F_2 assume valori prossimi all'unità sono zone nelle quali è possibile lo sviluppo di fenomeni di fratturazione idraulica.

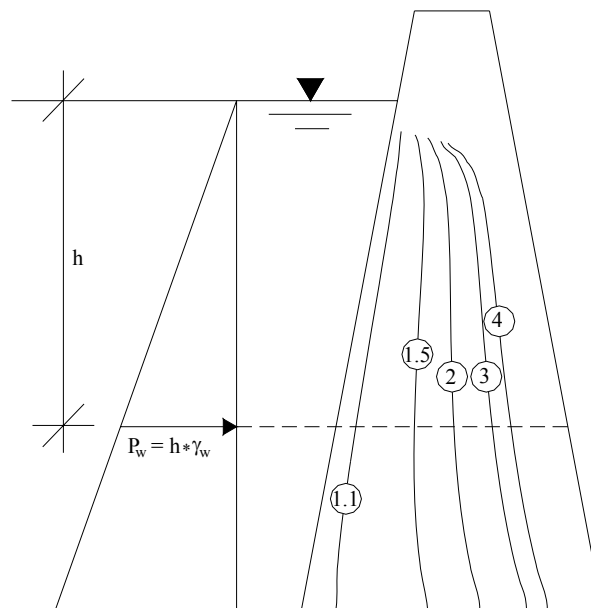


Figura 2.34 Isolinee del parametro $F_I = p_w / u$ per un caso ideale, in regime di filtrazione stazionario

3 INFLUENZA DELLE CONDIZIONI DI PARZIALE SATURAZIONE SUL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE DIGHE IN TERRA

3.1 Introduzione

I materiali costituenti le dighe in terra sono frequentemente soggetti a variazioni delle condizioni di saturazione. In fase costruttiva, ad esempio, i materiali sono messi in opera in condizioni di parziale saturazione e durante il primo invaso, parti significative della diga e delle sponde raggiungono le condizioni di completa saturazione; le oscillazioni dell'invaso producono fenomeni di saturazione e desaturazione in una fascia di terreno non trascurabile, sia nel corpo diga, sia nelle sponde.

In questo capitolo sarà analizzato il comportamento meccanico delle dighe in terra con strumenti che tengano opportunamente in conto le condizioni di parziale saturazione dei materiali; le analisi dovrebbero fornire indicazioni sull'influenza della parziale saturazione sulle condizioni di sicurezza dell'opera nelle fasi costruttive e in esercizio.

Negli ultimi 20 anni gli studi sperimentali dedicati all'osservazione del comportamento dei terreni in condizioni di parziale saturazione, hanno avuto un grande sviluppo. Questi studi hanno permesso di identificare le peculiarità del comportamento dei terreni non saturi e soprattutto hanno consentito di inquadrare in modo razionale i comportamenti osservati, fornendo dei validi elementi per la modellazione matematica. Parallelamente hanno avuto importante sviluppo gli studi teorici volti alla definizione della più opportuna modellazione costitutiva per i terreni in condizioni di parziale saturazione, Alonso (1994), R. Tamagnini (2004).

Per maggiori dettagli sulle evidenze sperimentali dei terreni parzialmente saturi e sulla modellazione del loro comportamento meccanico si rimanda in Appendice A.

Nei paragrafi successivi, si richiameranno alcune delle principali evidenze del comportamento sperimentale dei terreni costipati parzialmente saturi, definendo le conseguenze che potrebbero avere sul comportamento complessivo delle dighe in terra, ed infine, saranno presentati i risultati di uno studio parametrico condotto su

una geometria tipo di diga zonata definita con una semplice analisi statistica di un campione di dighe in terra italiane (vedi Appendice B). Lo studio, che si propone di evidenziare il ruolo delle diverse grandezze in gioco sul comportamento complessivo dell'opera, si concentra in particolare sulle variazioni del contenuto d'acqua nelle fasi di costipamento.

Infatti, il contenuto d'acqua di costipamento e la densità secca, oltre ad essere dei parametri di input del modello numerico costruito, sono delle grandezze di particolare importanza nel problema reale. A testimonianza dell'importanza attribuita da sempre a queste grandezze possono essere citati i numerosi controlli abitualmente effettuati in fase costruttiva. A titolo di esempio nelle Fig. 3.1.a e 3.1.b sono riportati i risultati delle misure effettuate in fase costruttiva sulla diga di Bilancino. Pur in presenza di risultati molto omogenei è facile notare come i valori del contenuto d'acqua possano oscillare di alcune unità percentuali e come a queste variazioni corrispondano quelle della densità secca.

Questo studio è dedicato ad esaminare, come piccole variazioni del contenuto d'acqua di costipamento possano influenzare il comportamento complessivo dell'opera nel modello messo a punto.

Le analisi numeriche mostrate nei paragrafi successivi sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti ABAQUS, il quale ha enormi potenzialità di modellazione in numerosi campi di applicazione ingegneristici; recentemente è stato utilizzato per affrontare problemi di geotecnica perché descrive con ottima approssimazione il comportamento non lineare dei terreni, specie se bifase nelle analisi accoppiate.

Per affrontare i problemi legati al comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi, ABAQUS prevede un approccio secondo il modello di Bishop il quale non tiene conto dell'eventuale collasso volumetrico (peculiarità dei terreni parzialmente saturi interessati da un processo di saturazione). Si è rivelato di fondamentale importanza quindi l'aver potuto utilizzare, nelle simulazioni numeriche il modello di Cam-Clay Modificato esteso ai terreni parzialmente saturi (Appendice A) implementato in una subroutine da R. Tamagnini nell'ambito della sua tesi di dottorato svolta presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università degli Studi di Roma “La Sapienza”.

3.2 Influenza del contenuto d’acqua di compattazione

Nei paragrafi 3.2.1-2 sono discussi alcuni aspetti della compattazione, con particolare riguardo alle conseguenze del costipamento sui terreni a grana fina, e vengono definite le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nelle analisi parametriche presentate in questo capitolo. Nel paragrafo 3.3 sono discussi i risultati ottenuti.

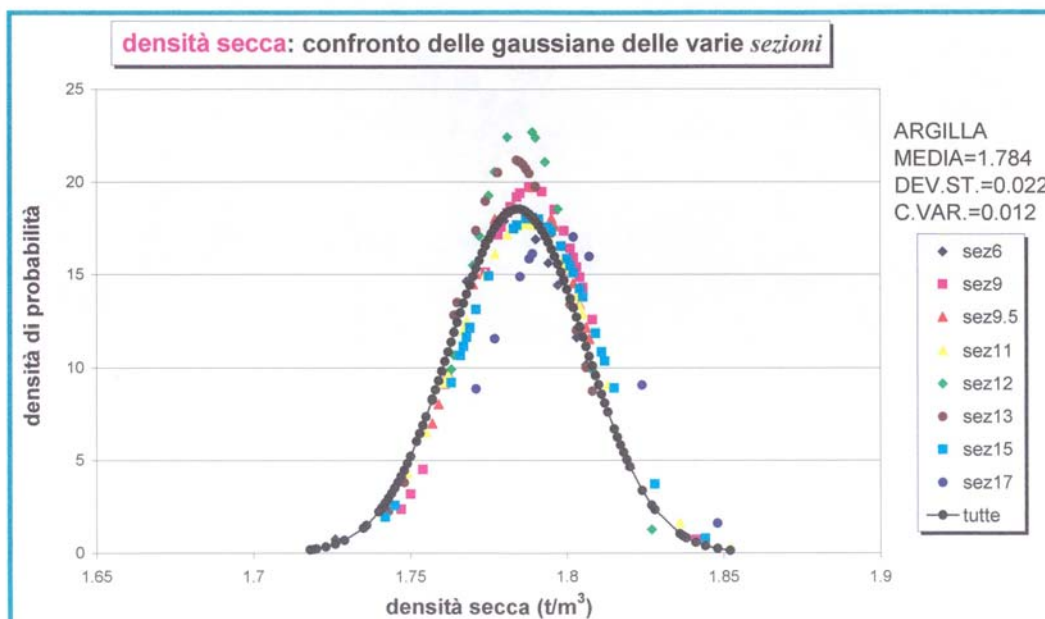


Fig. 3.1.a – Prove di accettazione eseguite per la verifica della densità secca del materiale da nucleo posto in opera

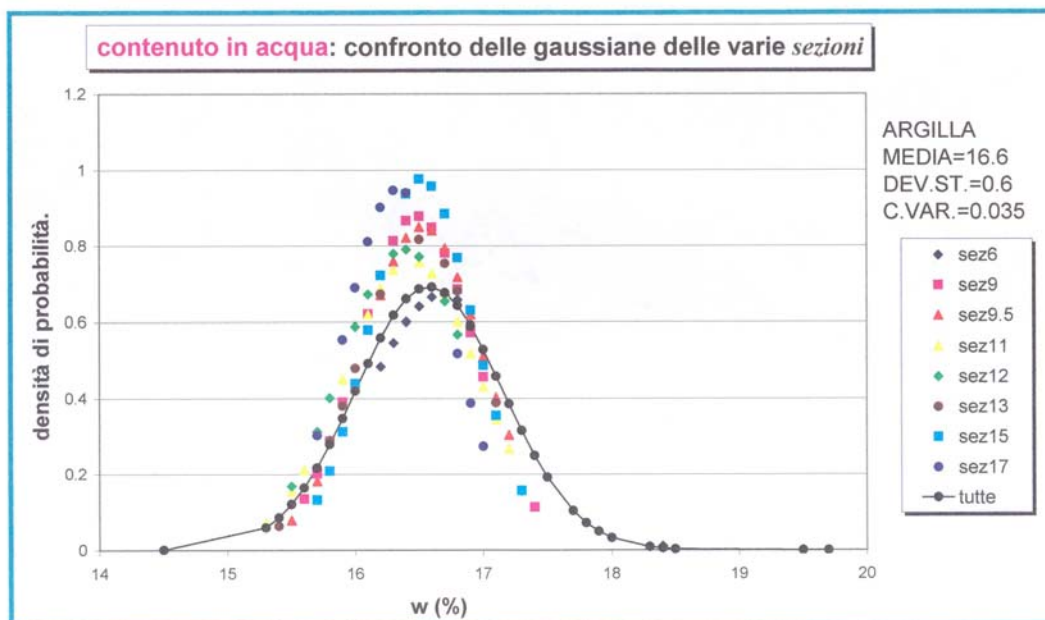


Fig. 3.1.b- Prove di accettazione eseguite per la verifica della contenuto d'acqua di compattazione del materiale da nucleo posto in opera

3.2.1 Effetti del costipamento sui terreni a grana fina

Il primo ad eseguire studi sistematici sul costipamento fu Proctor (1933), introducendo il concetto di curva di costipamento e la definizione implicita delle variabili di stato del problema:

1. densità secca γ_d
2. grado di saturazione S_r
3. microstruttura

Le diverse procedure di compattazione, come ad esempio la compattazione a diverso contenuto d'acqua, hanno una significativa influenza sul comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi. Gli aspetti che più interessano sono i percorsi tensionali che producono collasso o rigonfiamento e la risposta del terreno ai carichi esterni.

Il diverso comportamento meccanico dei terreni compattati è attribuibile in larga parte alle differenti strutture del materiale che si riscontrano al variare delle procedure di compattazione.

La variazione della struttura del terreno è così rilevante che, terreni compattati con procedure diverse possono essere considerati diversi tra loro a tal punto da determinare variazioni significative nelle costanti dei modelli utilizzati per studiarne il comportamento.

Infatti, immediatamente dopo la compattazione e prima di qualsiasi applicazione del carico, lo stato del materiale compattato può essere descritto:

- a) dal valore della suzione (all'aumentare del contenuto d'acqua al quale il materiale è stato costipato si riscontrano valori iniziali della suzione minori)
- b) dal valore della pressione di preconsolidazione (la posizione della superficie di plasticizzazione è strettamente correlata al valore del volume specifico (v) ottenuto dopo la procedura di compattazione, perché il valore di v dipende dalle deformazioni plastiche di volume

associate all’espansione della superficie di plasticizzazione, Charls & Watts, 1996)

c) dall’indice dei vuoti

I risultati di una fitta serie di esperimenti eseguiti da Charls & Watts nel 1996 e sintetizzati da Sivakumar & Wheeler (2000) riguardanti il diverso comportamento di due materiali, chiamati per comodità WET e DRY, compattati rispettivamente con contenuto d’acqua superiore ed inferiore all’optimum, possono essere così riassunti:

- a. presi due provini compattati a diverso contenuto d’acqua W_{dry}, W_{wet} (con $W_{dry} < W_{optimum} < W_{wet}$) tale che risulti un valore di suzione differente (maggiore per DRY), ma con la stessa curva LC_0 (Loading-collapse) e la stessa superficie di plasticizzazione iniziale (perché ciò sia verificato i due materiali compattati devono avere stesso indice dei vuoti iniziale), un percorso di carico a suzione costante o una applicazione del carico in condizioni non drenate, produce deformazioni plastiche il cui sviluppo comincia prima nel materiale WET che in DRY (fig. 3.2);

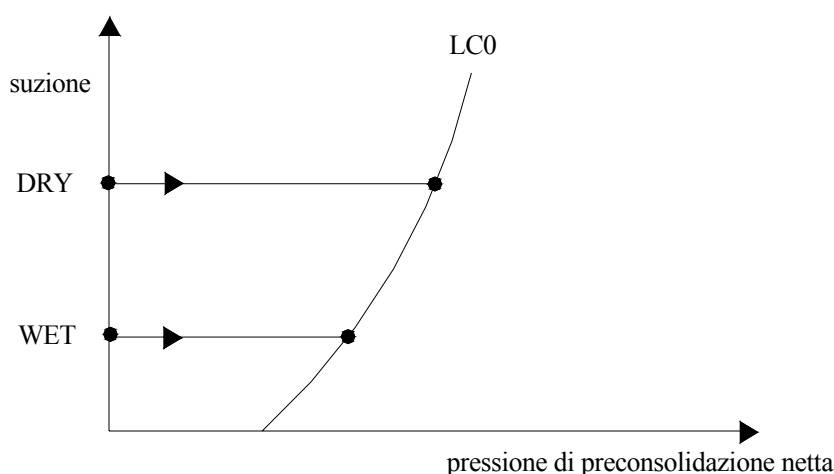


Fig. 3.2 - Influenza del valore di suzione sull’inizio delle deformazioni plastiche

- b. la resistenza non drenata è minore per il materiale WET a causa della riduzione di resistenza attribuibile alla minore suzione;
- c. se i materiali vengono saturati a bassi valori di pressione netta, (in modo tale che il punto rappresentativo dello stato tensionale del materiale rimanga all'interno della superficie di plasticizzazione) l'entità del rigonfiamento elastico indotto sarà minore in WET, perché nel percorso di saturazione la riduzione della suzione avviene in misura minore rispetto a DRY (fig. 3.3)
- d. se i materiali vengono saturati per grandi valori della pressione netta, tanto che la superficie di plasticizzazione ha già subito una forte espansione, passando da LC_0 a rispettivamente LC_{wet} e LC_{dry} , il collasso volumetrico si svilupperà in misura maggiore per DRY raggiungendo la posizione finale in LCF (fig. 3.4).
- e. Tutti gli altri effetti che non possono essere spiegati con la variazione delle condizioni iniziali delle variabili di stato del materiale, sono presumibilmente attribuibili alle differenze nella struttura dei materiali (Gens, 1996).

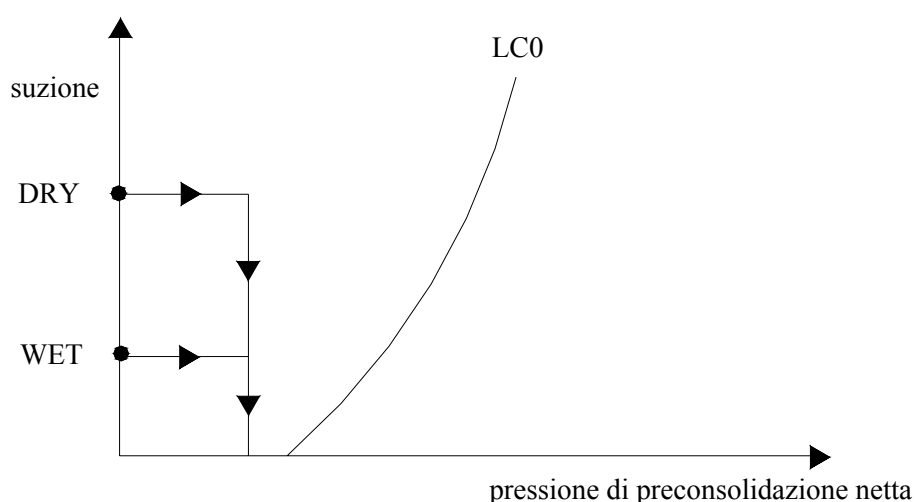


Fig. 3.3 - Influenza del valore di pressione sull'entità del rigonfiamento elastico

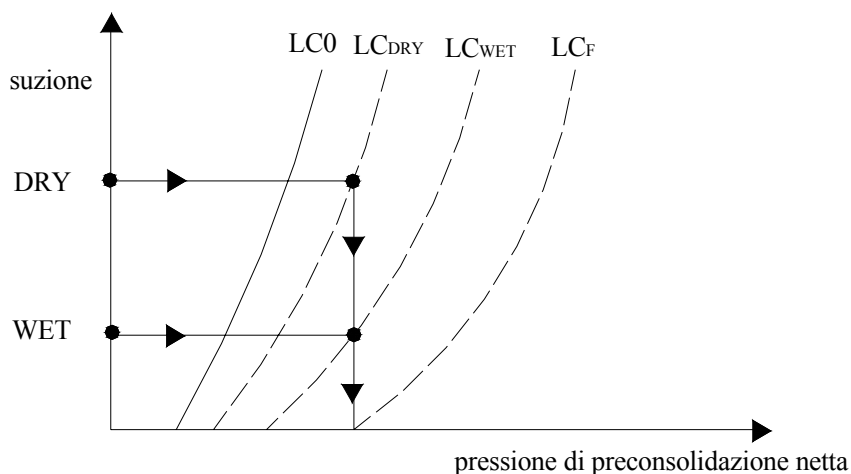


Fig. 3.4 - Influenza del valore di pressione sull'entità del collasso volumetrico

I primi studi a riguardo (Seed & Chan, 1959) caratterizzarono le diverse strutture del materiale individuando una struttura flocculata per un materiale dry (con un basso numero di particelle orientate), ed una struttura dispersa per un materiale wet (con un alto numero di particelle orientate).

In seguito con l'avvento di nuovi strumenti per l'analisi microstrutturale, quali il microscopio elettronico a scansione, sono state introdotte importanti modifiche a quei primi modelli strutturali.

In particolare, si è riconosciuto che il materiale compattato in laboratorio con un contenuto d'acqua inferiore all'ottimo Proctor (materiale Dry) presenta una microstruttura composta da aggregati di particelle e da una distribuzione bimodale dei pori, distinguibili in pori interaggregati e pori intra-aggregati.

Il materiale compattato in laboratorio con contenuto d'acqua superiore all'ottimo Proctor (materiale Wet) presenta, invece, una struttura più omogenea, dominata da una matrice di particelle più che da aggregati e dove i pori hanno una distribuzione unimodale scomparendo la porosità interaggregati (Delage et al., 1996)

Una possibile interpretazione di come la struttura del materiale possa ripercuotersi sulla forma della curva Loading-Collapse è fornita da Alonso et al., 1987 (Fig. 3.5). Gli autori ritengono che il materiale Dry presenti una più accentuata variazione della tensione di preconsolidazione con la suzione.

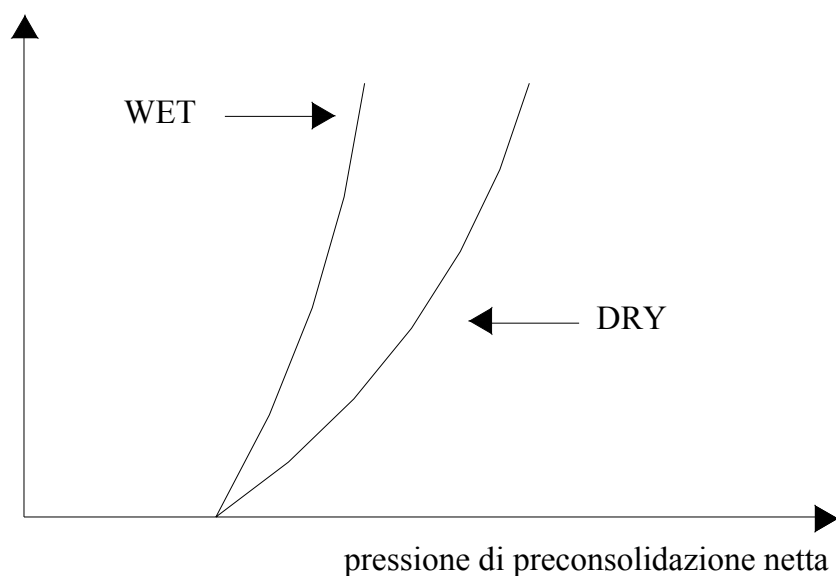


Fig. 3.5 - Possibile influenza del contenuto d'acqua di compattazione sulla forma della curva LC

3.2.2 Definizione dei materiali di riferimento e scelta dei parametri utilizzati nelle analisi numeriche

Con riferimento alla geometria della diga in Fig. 3.6 (vedi anche Appendice B), nelle analisi numeriche mostrate in questo capitolo, i rinfianchi sono stati modellati con un mezzo monofase elastico lineare, mentre per il nucleo è stato adottato un mezzo polifase ed è stato utilizzato il modello di Cam-Clay Modificato esteso ai terreni parzialmente saturi (per ulteriori approfondimenti sul modello costitutivo adottato e sulle equazioni di governo si rimanda in Appendice A). È stato escluso dalla modellazione il materiale di fondazione (Fig. 3.7).

Per la scelta del materiale da utilizzare nelle analisi si è deciso di utilizzare alcuni dati disponibili in letteratura. I materiali da nucleo, utilizzati nella simulazione numerica, chiamati nel prosieguo, optimum, wet, dry, sono il risultato della compattazione di uno stesso materiale a tre diversi valori del contenuto d'acqua, rispettivamente uguale (optimum), maggiore (wet), minore (dry) a quello per cui si ha la densità secca massima.

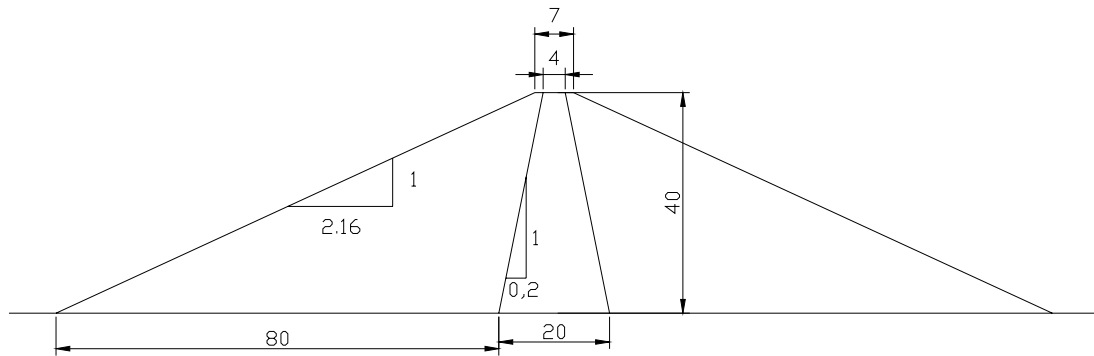


Fig.3.6 Schematizzazione geometrica

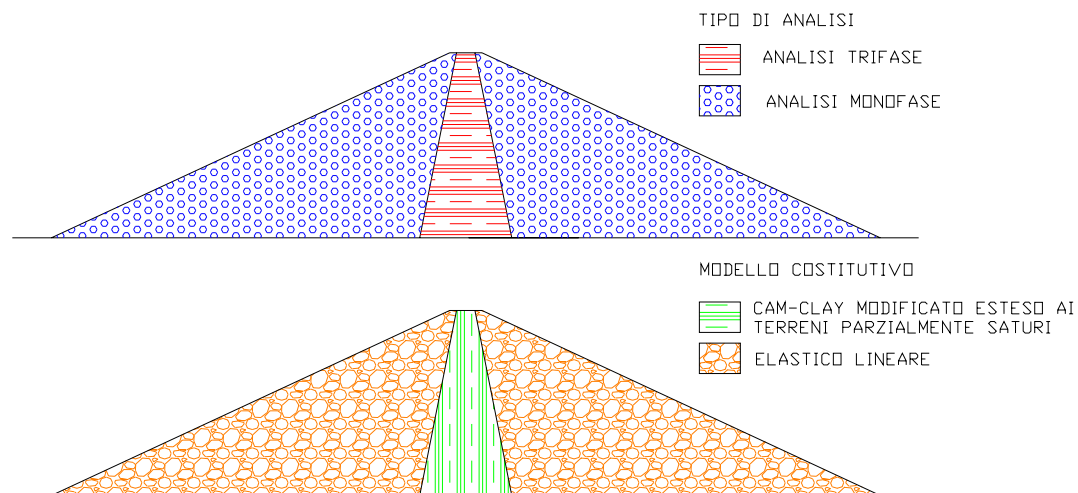


Fig.3.7 Modellazione dei materiali costituenti il corpo diga

In particolare si è fatto riferimento a prove di laboratorio eseguite da Lawton (1989) su una sabbia argillosa ($W_L=34\%$, $IP=15\%$, $A=1$) compattata a diversi valori del contenuto d'acqua.

La Fig. 3.8 mostra le curve di costipamento (Lawton, 1989) ottenute seguendo le procedure di compattazione *Proctor standard* e *Proctor modificata*, (le linee tratteggiate indicano curve di costipamento ottenute compattando il materiale con un pistone di area ridotta, tale da trasmettere al provino la stessa energia di costipamento

per unità di volume dei pistoni utilizzati nelle procedure Proctor standard e Proctor modificata.

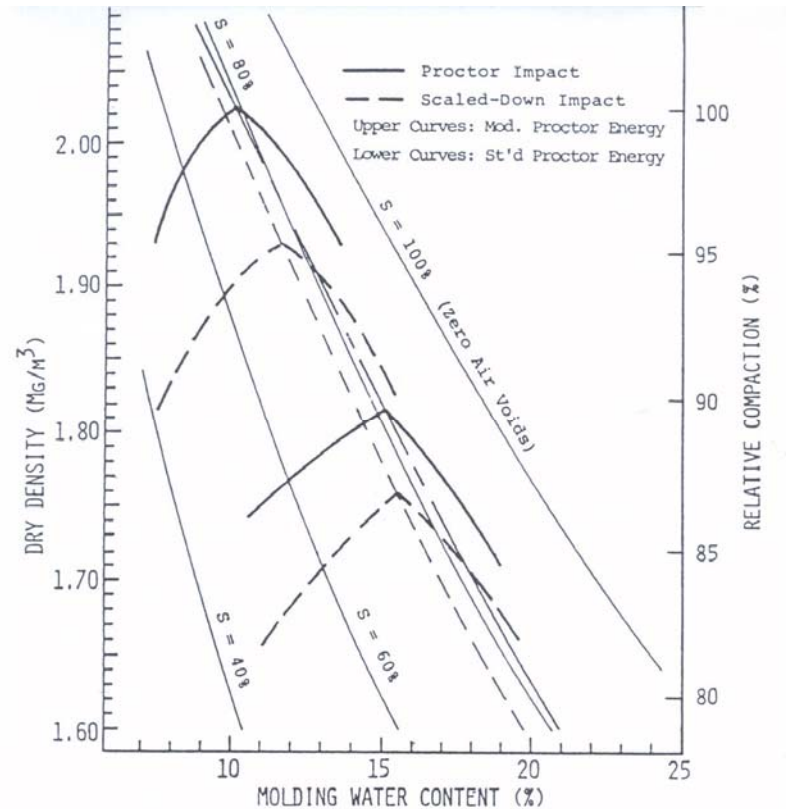


Fig. 3.8 - Curve di costipamento (Lawton, 1989)

I materiali Wet e Dry (selezionati su una teorica curva di compattazione indicata in Fig. 3.9) hanno la stessa densità secca $\gamma_d = 18,70 \text{ kN/m}^3$ e un contenuto d'acqua rispettivamente pari a $W = 14,5$ e $W = 10,73$. Il materiale Optimum ha una densità secca $\gamma_d = 19,40 \text{ kN/m}^3$ e un contenuto d'acqua $W = 12,10$.

La pendenza della linea di consolidazione normale (per il materiale saturo), λ , è stata ricavata sulla base dell'indice di plasticità utilizzando la relazione empirica:

$$\lambda = \frac{I_P \gamma_s}{2\gamma_w \ln 10} \quad (\text{Atkinson \& Bransby, 1978}).$$

Per la pendenza della retta scarico/carico in campo elastico k si è adottato un valore pari a $k = \lambda/10$ mentre per la pendenza della linea dello stato critico si è scelto $M = 1$ calcolato sulla base di $\phi' \cong 25^\circ$

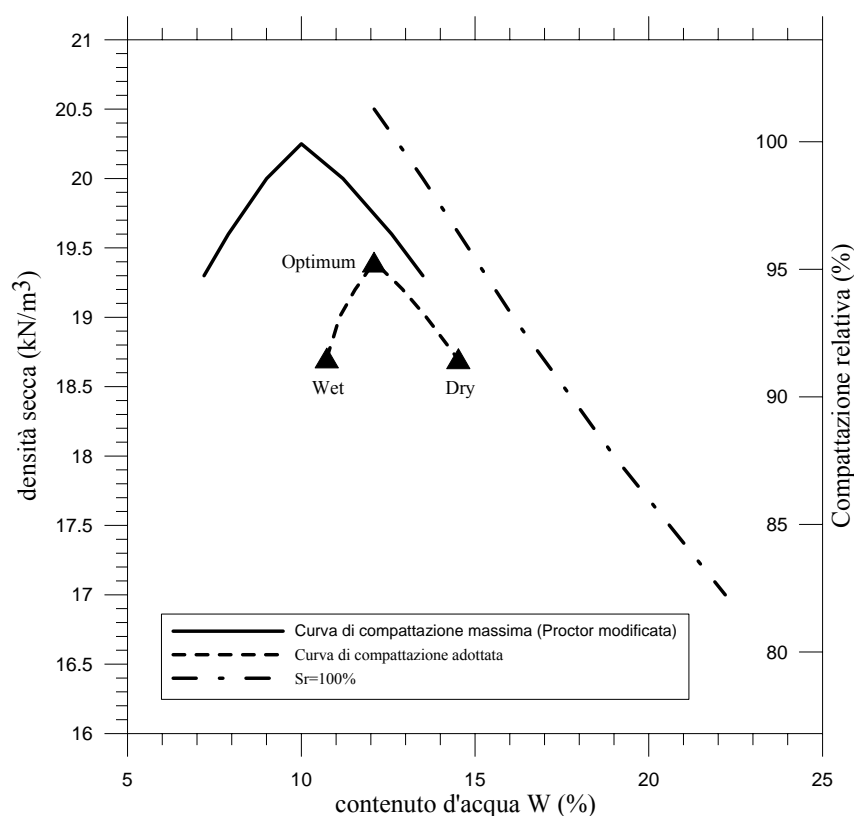


Fig. 3.9 – Valori di densità secca e contenuto d’acqua dei materiali scelti per la simulazione numerica

Il grado di saturazione S_r del materiale è stato correlato alla suzione s tramite l’equazione $S_r = 1 - m \tanh(ns)$ (Lloret & Alonso, 1985) con $m=0.78$ e $n=1.34$ (Fig. 3.10), valori suggeriti per questo materiale da Alonso et Al., 1995)

La scelta della pressione di preconsolidazione e del parametro G (che regola l’incrudimento del materiale al variare del grado di saturazione) è stata operata sulla base dei risultati di prove eseguite da Lawton con un edometro a controllo di suzione (“double oedometer”).

Nelle prove sono stati utilizzati campioni compattati a diverso contenuto d’acqua e diversa energia di costipamento ottenendo diversi valori di γ_d rispettivamente pari all’80%, 85%,90%, 95% del valore massimo $\gamma_{d,max}=20,25 \text{ kN/m}^3$ (ottenuto con la procedura Proctor modificata). Applicata una tensione verticale e raggiunta una situazione di equilibrio, i provini subiscono un processo di imbibizione che provocherà il rigonfiamento o il collasso volumetrico. La Fig. 3.11 rappresenta la

deformazione volumetrica finale ottenuta per saturazione in funzione del carico applicato (le deformazioni volumetriche di compressione sono considerate negative).

La pressione verticale alla quale si verifica il massimo collasso volumetrico viene definita *pressione verticale critica*. Si può notare che all’aumentare del contenuto d’acqua si ha un decremento della pressione verticale critica e ciò può essere spiegato attraverso la relazione di ordine inverso che lega il contenuto d’acqua e la pressione di preconsolidazione indotta nel provino compattato alla stessa densità secca.

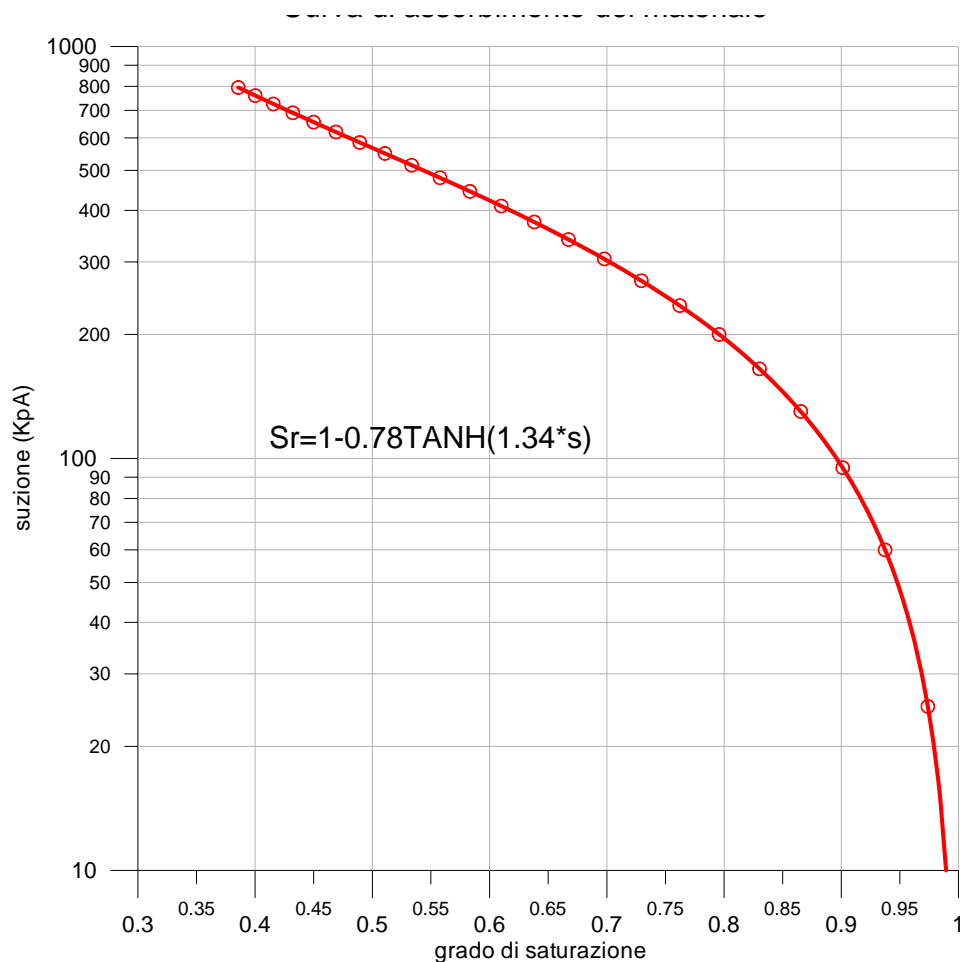


Fig. 3.10 - Curva di ritenzione idrica

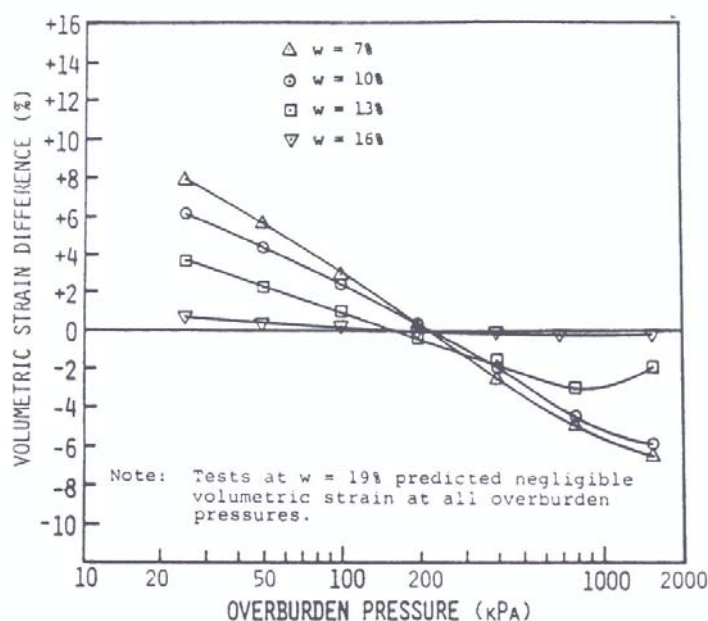


Fig. 3.11– Effetto del contenuto d’acqua di costipamento sulle deformazioni volumetriche prodotte dalla saturazione per diversi valori della tensione verticale; compattazione relativa =85%; materiale (m6) (Lawton et Al., 1989)

La Fig. 3.12 illustra, invece, la dipendenza della pressione verticale critica dalla densità relativa (R.C.= relative compaction), si evidenzia come i risultati delle prove supportino le conclusioni di Witsman e Lovell (1979) secondo i quali la pressione verticale critica può essere vista, per i terreni coesivi, come una *pressione di preconsolidazione apparente* che il materiale parzialmente saturo mostrerebbe se soggetto a test di compressione monodimensionale.

Dai risultati mostrati, si può ricavare la variazione della pressione di preconsolidazione efficace al variare del grado di saturazione (Fig. 3.13), poiché il modello di Cam-Clay Modificato esteso ai terreni parzialmente saturi prevede che p'_c e S_r , siano legati secondo la relazione $p'_c = p_c^{sat} e^{G(1-S_r)}$, si determinano facilmente la pressione di preconsolidazione satura e il parametro G.

La tabella II riporta in maniera schematica i valori utilizzati per le simulazioni numeriche.

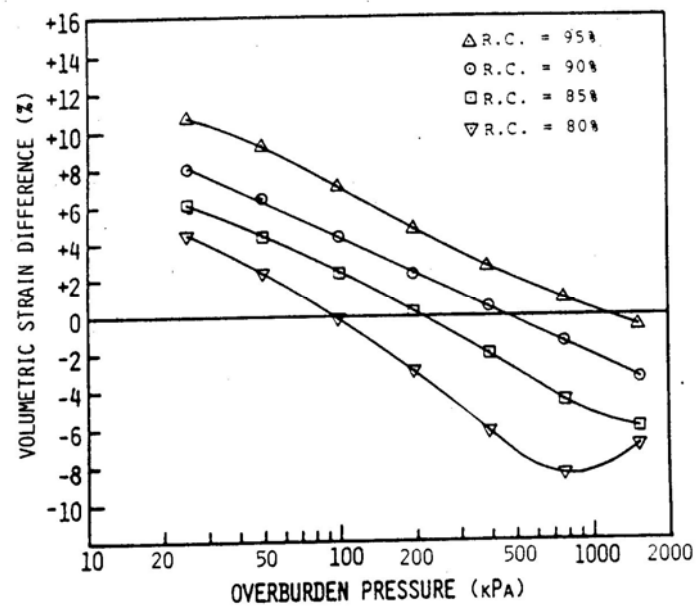


Fig.3.12 – Effetto del contenuto d'acqua di costipamento sulle deformazioni volumetriche prodotte dalla saturazione per diversi valori della tensione verticale; contenuto d'acqua=10%; materiale (m6) (Lawton et Al., 1989)

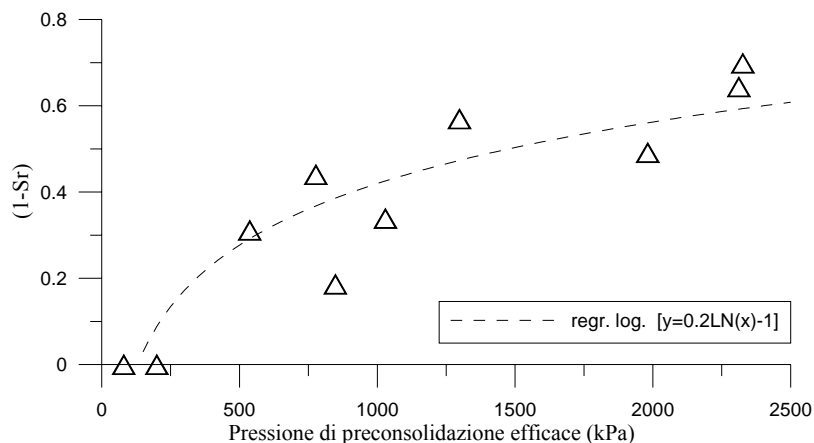


Fig.3.12 – Variazione della pressione di preconsolidazione efficace al variare del grado di saturazione

Parametri utilizzati per le analisi

parametri utilizzati per il nucleo

M	k	λ	Poisson	K (m/s)
1	0.009	0.09	0.3	1.00E-09

dry	Gs	e_0	Sr	suction (KPa)	$P'(t=0)$ (KPa)	$P'y=P'ysat$ (kPa)	γ_d (kN/m ³)
	5	0.4	0.7	300	210	90	18.7

optimum	Gs	e_0	Sr	suction (KPa)	$P'(t=0)$ (KPa)	$P'y=P'ysat$ (kPa)	γ_d (kN/m ³)
	5	0.3494	0.9064	90	81.5	300	19.6

wet	Gs	e_0	Sr	suction (KPa)	$P'(t=0)$ (KPa)	$P'y=P'ysat$ (kPa)	γ_d (kN/m ³)
	5	0.4	0.949	48.8	46.3	90	18.7

parametri utilizzati per il rinfianco di monte

E (Mpa)	γ (kN/m ³)	Poisson
40	21.5	0.3

parametri utilizzati per il rinfianco di valle

E (Mpa)	γ (kN/m ³)	Poisson
40	21.5	0.3

Tabella II

3.3 Discussione dei risultati

Sono ora presentati e discussi i risultati ottenuti dalle analisi.

La presentazione e il commento dei risultati sono relativi al confronto in asse al nucleo delle evoluzioni temporali di alcune grandezze durante la fase di costruzione e d'invaso. Si è ritenuto utile inserire anche alcune immagini di isobare e di linee di isocedimento e isosaturazione che forniscono, con immediatezza ulteriori informazioni sull'andamento delle grandezze considerate in tutto il nucleo. Le immagini riportate si riferiscono a 3 tempi particolari della vita dell'opera:

- fine costruzione (2 anni)
- fine invaso (3,5 anni)
- fine consolidazione (200 anni)

I risultati permettono, inoltre, di svolgere alcune considerazioni di carattere generale sulla sensibilità del modello messo a punto alle variazioni del contenuto d'acqua di compattazione.

In Fig. 3.13 dove è riportata l'evoluzione temporale dell'altezza del rilevato (costruzione) e dell'invaso, sono indicati i tempi sopraindicati.

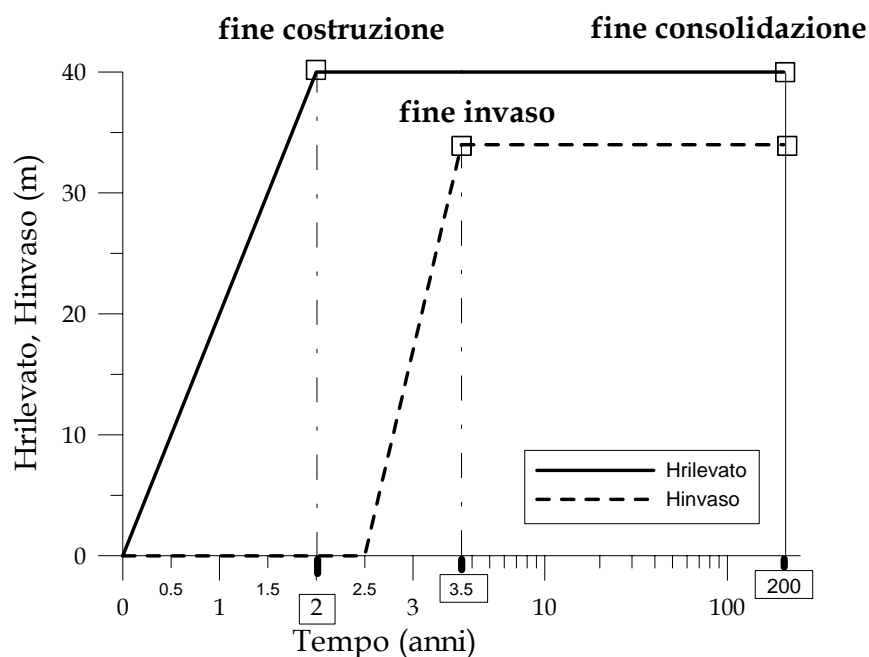


Fig. 3.13 – Tempi di costruzione della diga e modalità di invaso

3.3.1 Analisi dei cedimenti

Le Figg. 3.14-16 mostrano, le linee di isocedimento ai tre tempi selezionati rispettivamente per i materiali Optimum, Wet e Dry. I cedimenti sviluppati con il materiale Wet sono sensibilmente più elevati degli altri, per tale motivo si è ritenuto opportuno differenziare le scale colorimetriche.

Le curve assestimetriche in asse al corpo diga sono presentate nelle Figg. 3.17-19. Sono rilevabili delle notevoli differenze di comportamento: modeste variazioni del contenuto d'acqua iniziale produrrebbero cedimenti maggiori anche di $3 \div 4$ volte rispetto a quelli ottenuti dal materiale compattato all'Optimum.

Come ovvio, la scelta delle caratteristiche iniziali (in particolare della tensione di preconsolidazione) ha forte influenza sul comportamento del modello e le scelte operate potrebbero in parte essere responsabili delle così forti differenze registrate nei risultati.

Per il momento cogliendo gli aspetti qualitativi più che quelli quantitativi, è lecito rilevare che il modello messo a punto è in grado di rappresentare correttamente i differenti comportamenti dei tre materiali.

Le curve assestimetriche permettono di verificare nel dettaglio l'entità dei cedimenti e di legarli alla particolare fase (costruzione, invaso, consolidazione a 200 anni), si nota subito che **Optimum** subisce cedimenti inferiori rispetto a **Dry** e **Wet** in fase di costruzione, e le successive fasi provocano cedimenti di entità modesta nella parte inferiore del nucleo e un leggero rigonfiamento nella parte superiore. I cedimenti di **Wet** sono, invece, apprezzabili già in fase di costruzione e subiscono un ulteriore incremento nella successiva fase di consolidazione.

E' anche subito rilevabile la diversa forma delle curve che testimonia la diversa distribuzione di stato tensionale

Il confronto tra i cedimenti dei diversi materiali calcolati in un punto posto in asse alla diga a 12 metri dal piano di fondazione, conferma le precedenti osservazioni ed evidenzia, in particolare, le differenti risposte nella fase di invaso (Fig. 3.20). Si noti ad esempio il modesto rigonfiamento ottenuto in questa fase per il materiale

Optimum ed il brusco cedimento ottenuto invece per il materiale Dry (collasso volumetrico).

Le Figg. 3.21-23 indicano i cedimenti dei punti A, B, C, situati, come mostrato in figura, a quota 8 metri dal piano di fondazione e a diversa distanza dal contorno di monte del nucleo. Si noti come nel punto A, al collasso di **Dry** si contrapponga un leggero rigonfiamento in **Wet** e **Optimum**.

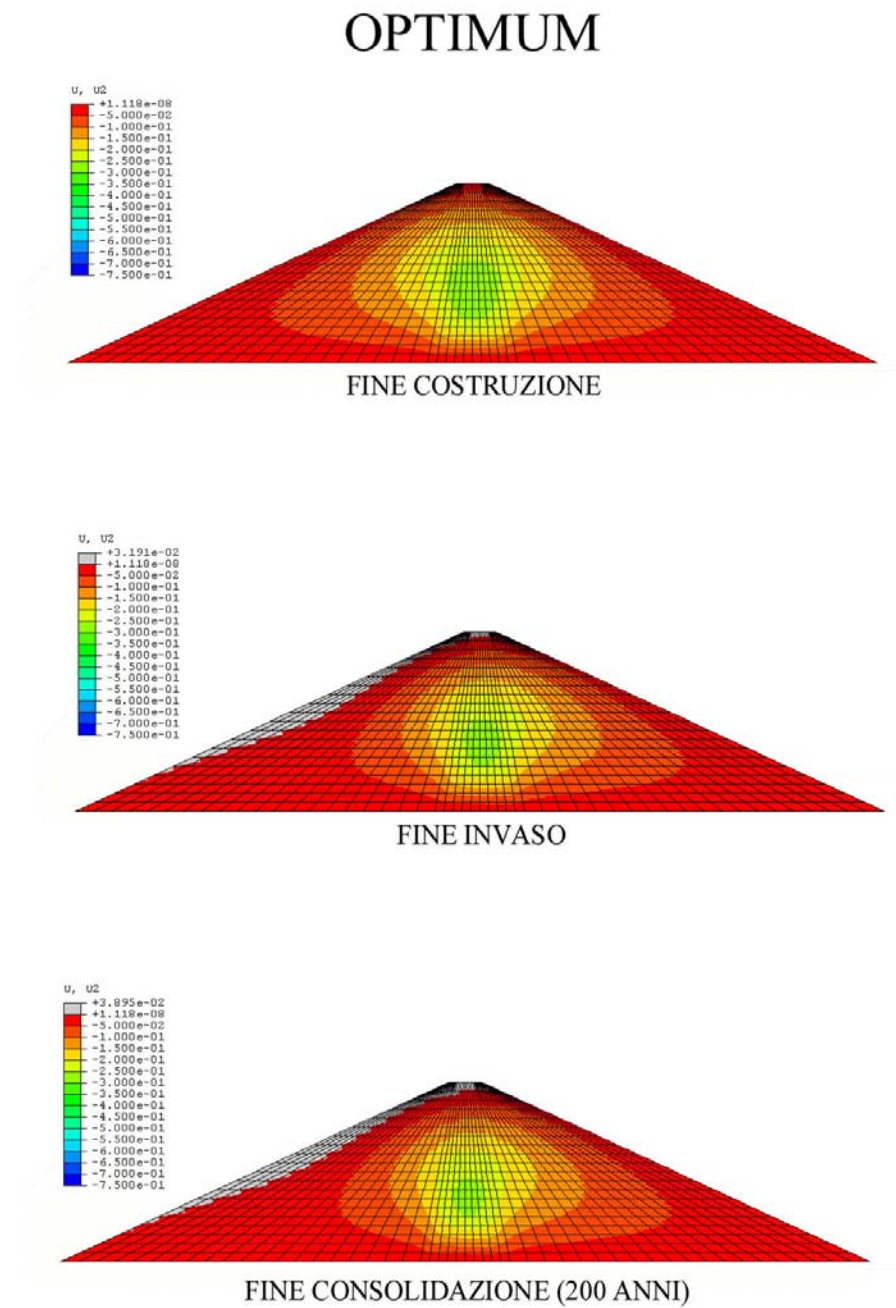


Fig. 3.14 - Cedimenti verticali (m)

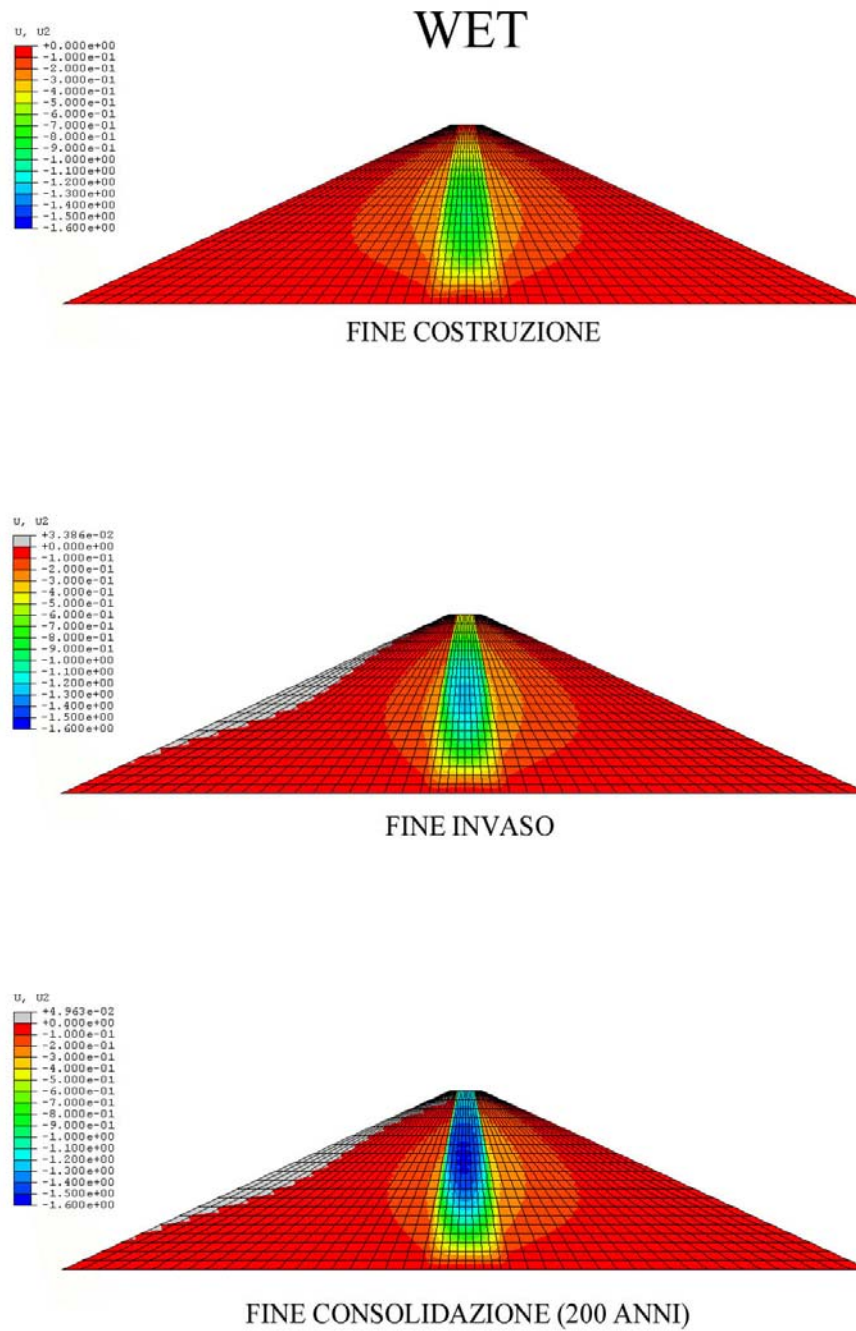


Fig. 3.15 - Cedimenti verticali (m)

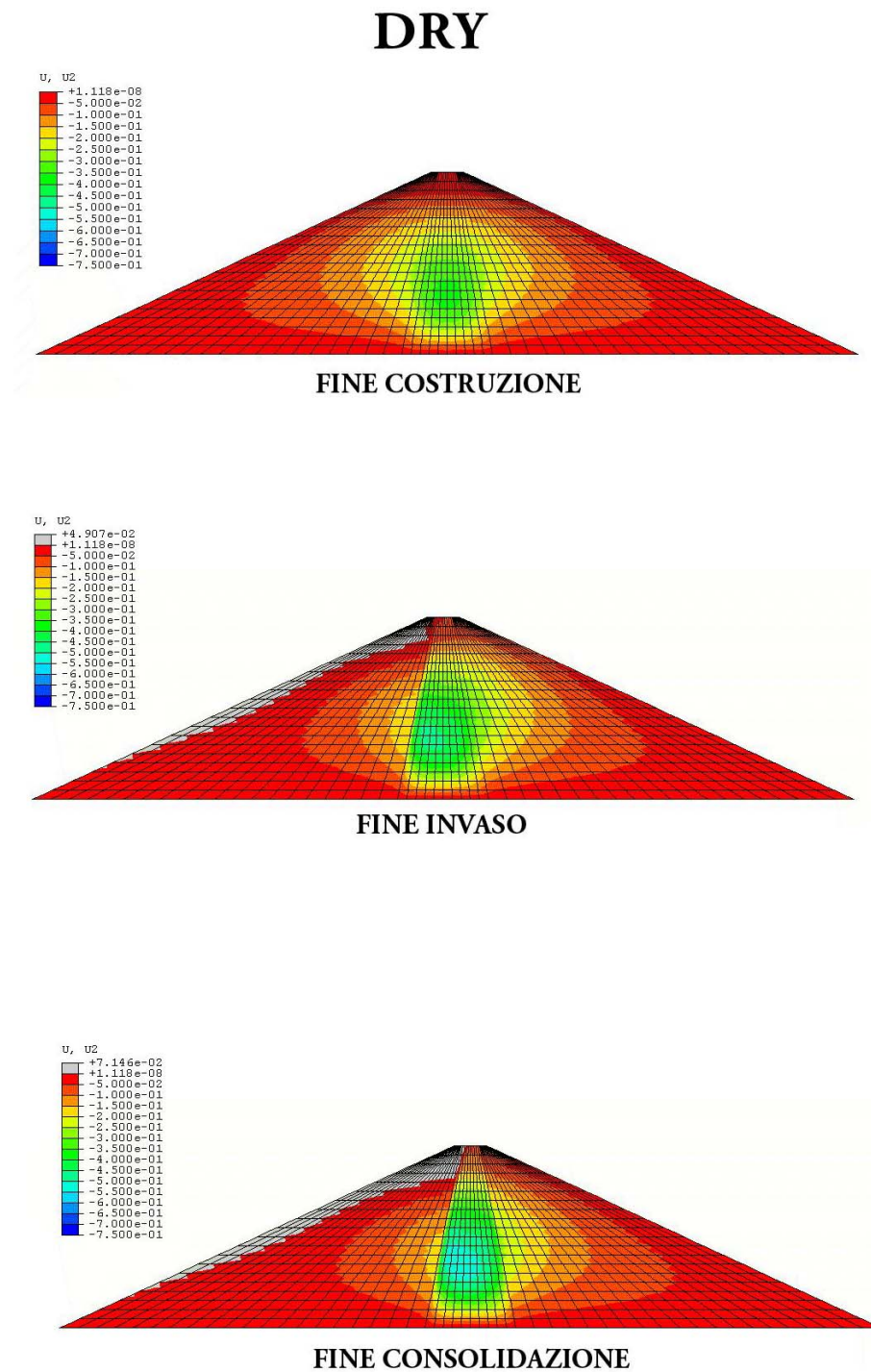


Fig. 3.16 - Cedimenti verticali (m)

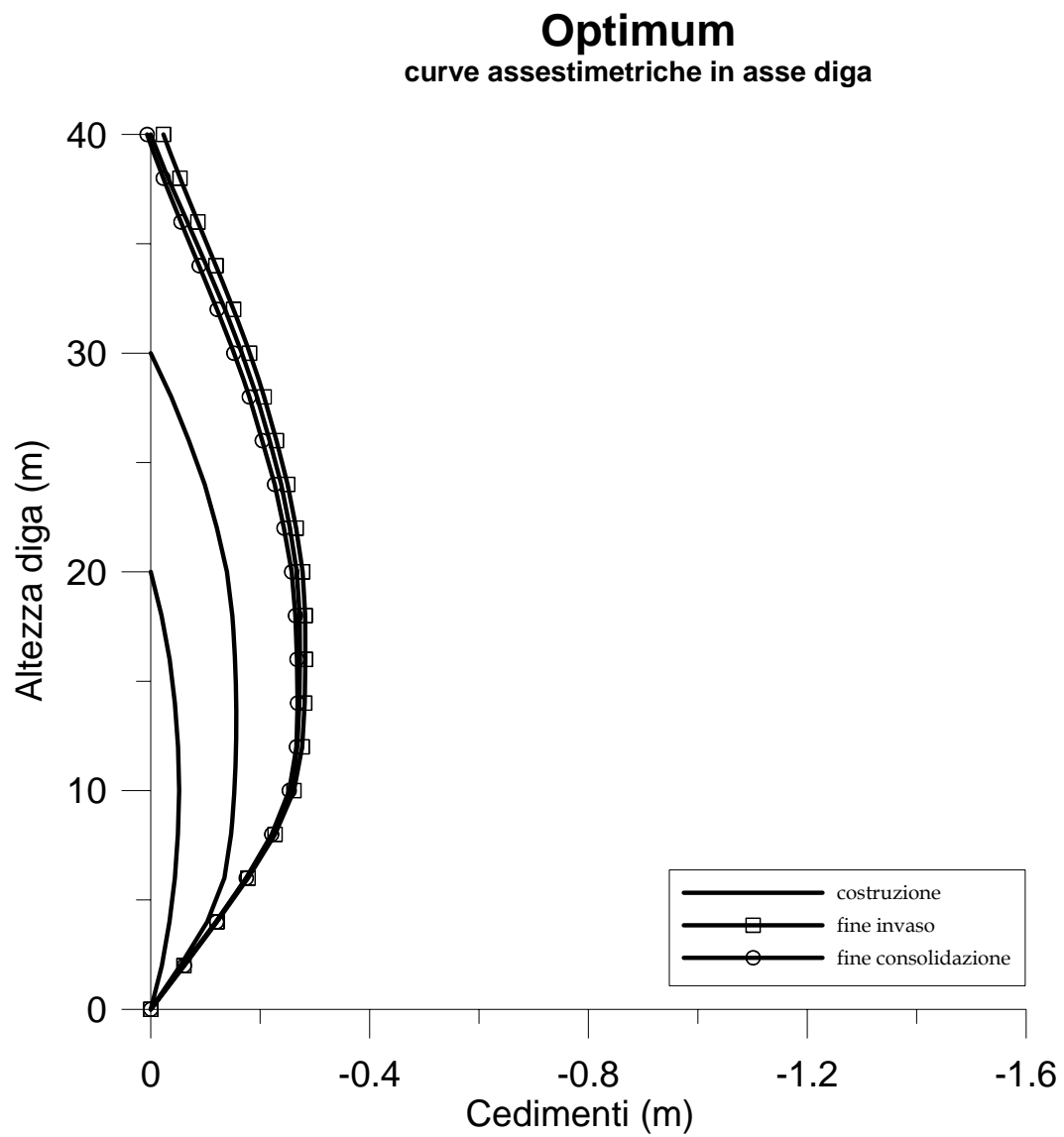


Fig. 3.17

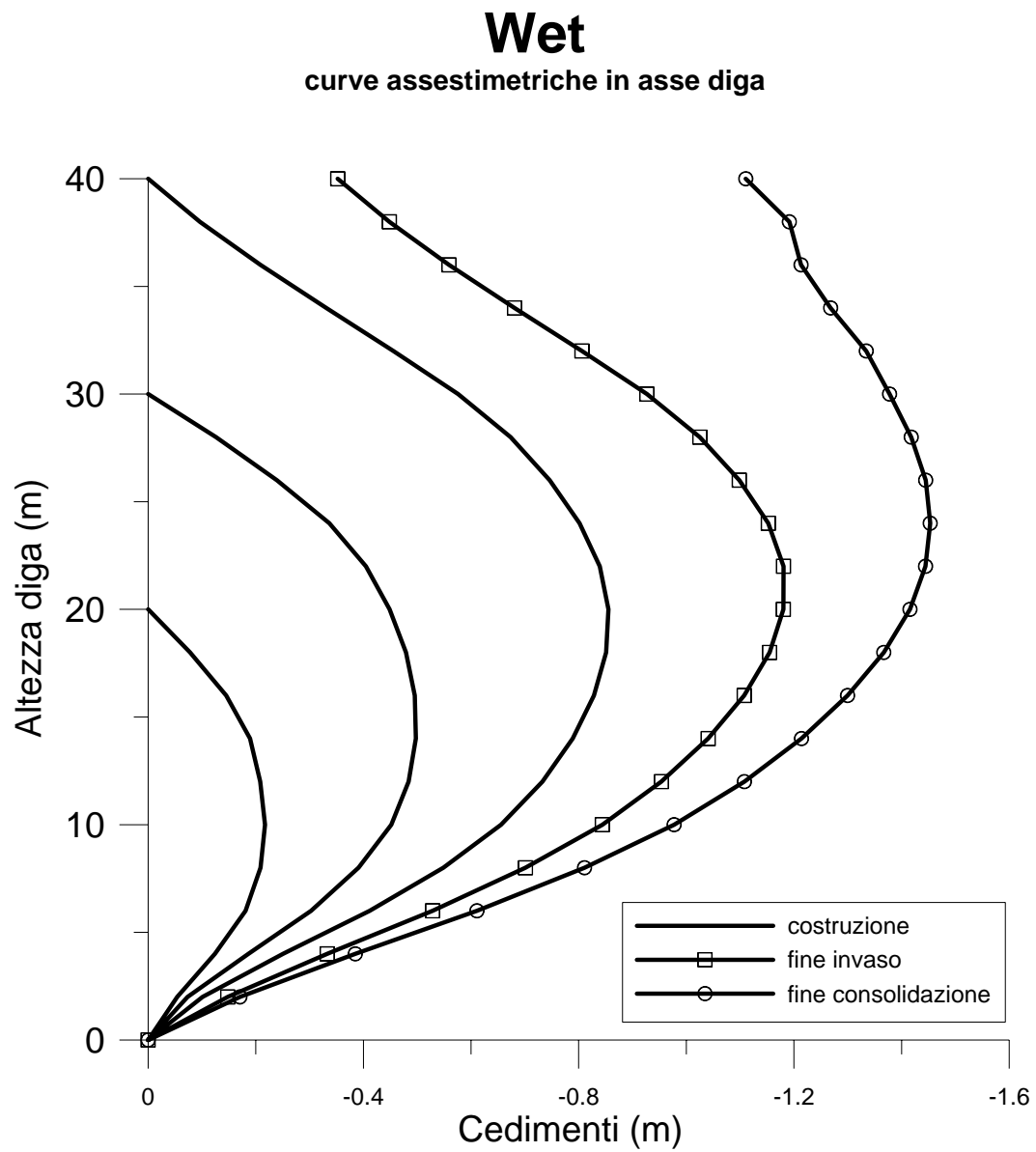


Fig. 3.18

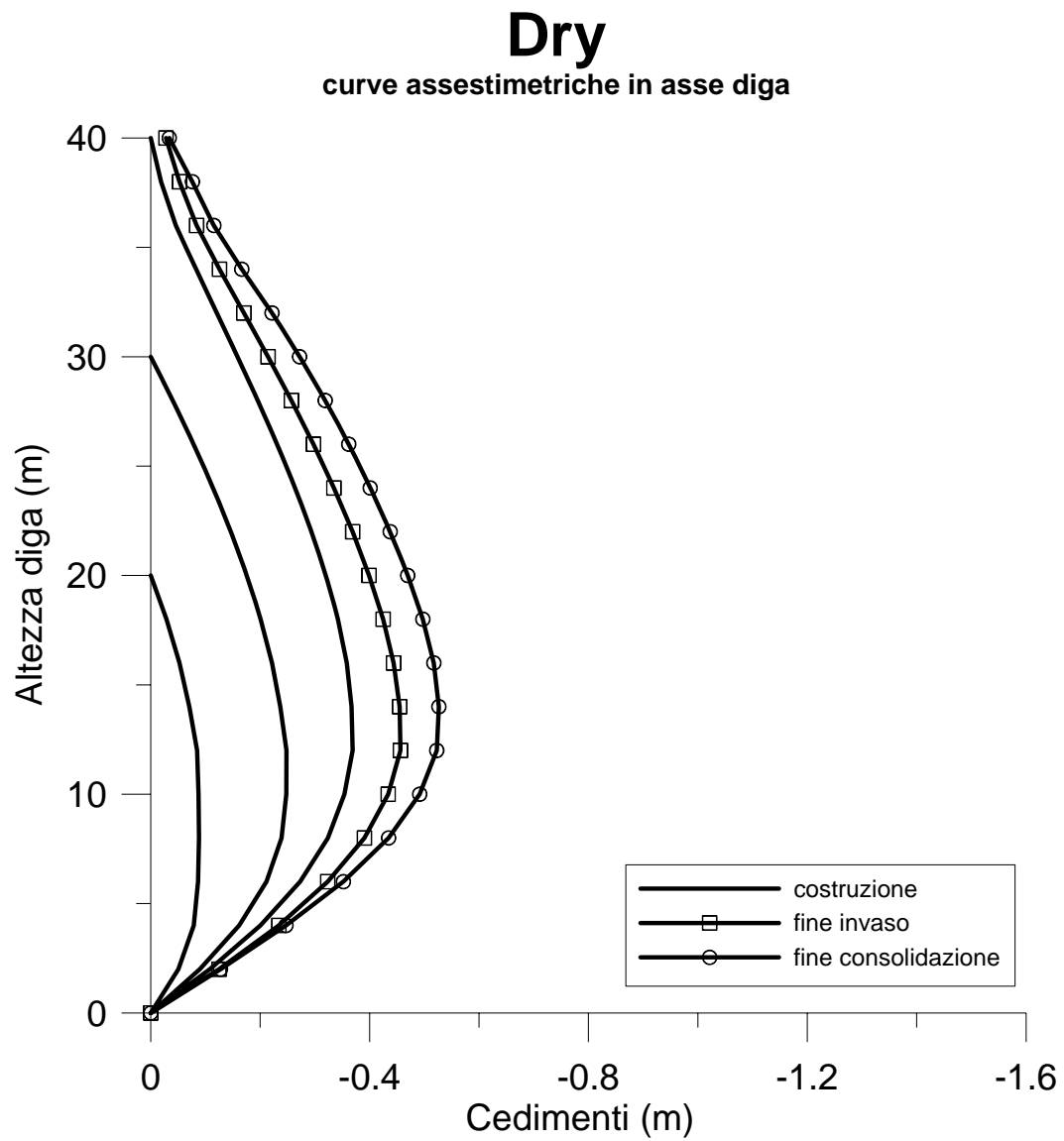


Fig. 3.19

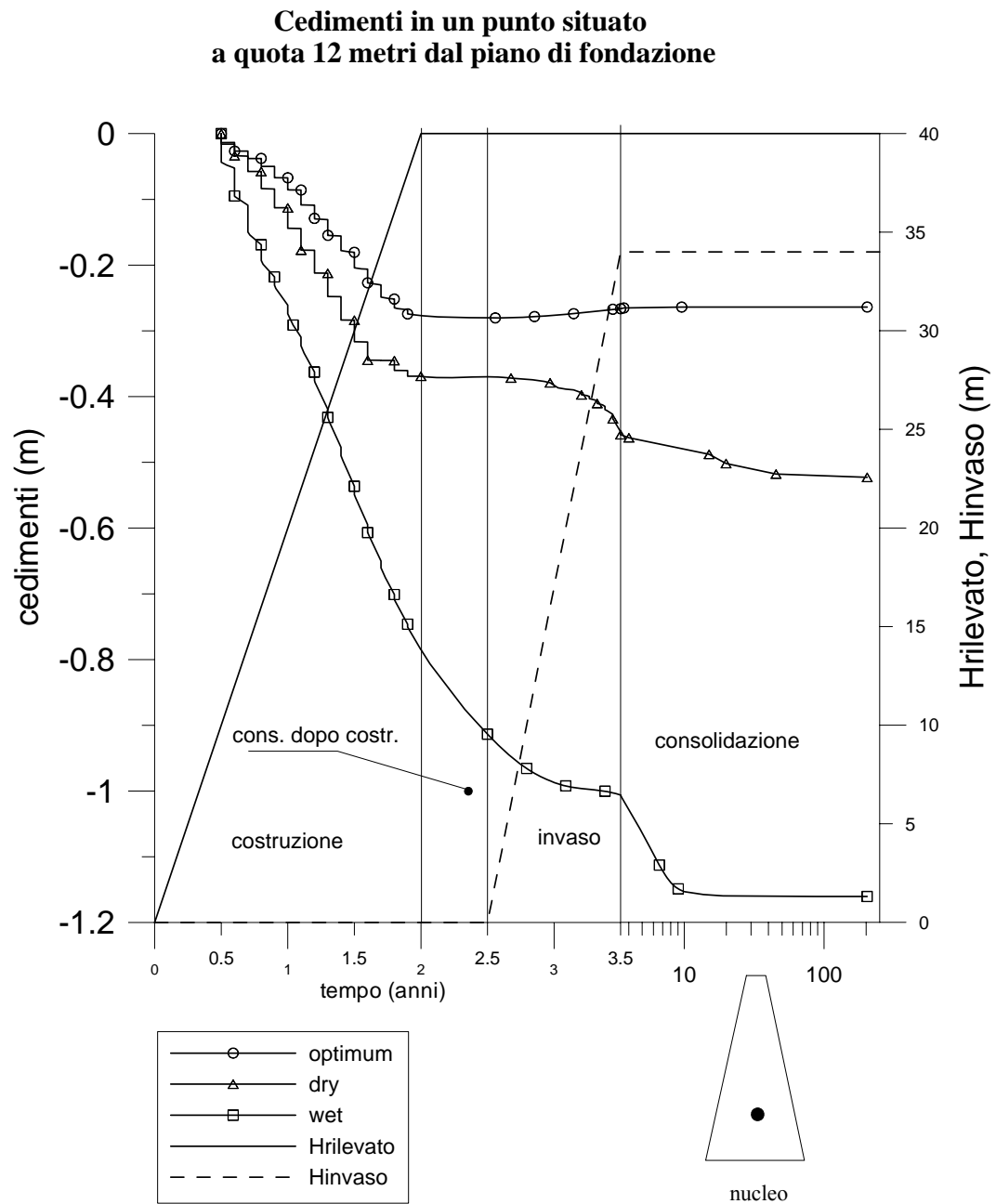


Fig. 3.20

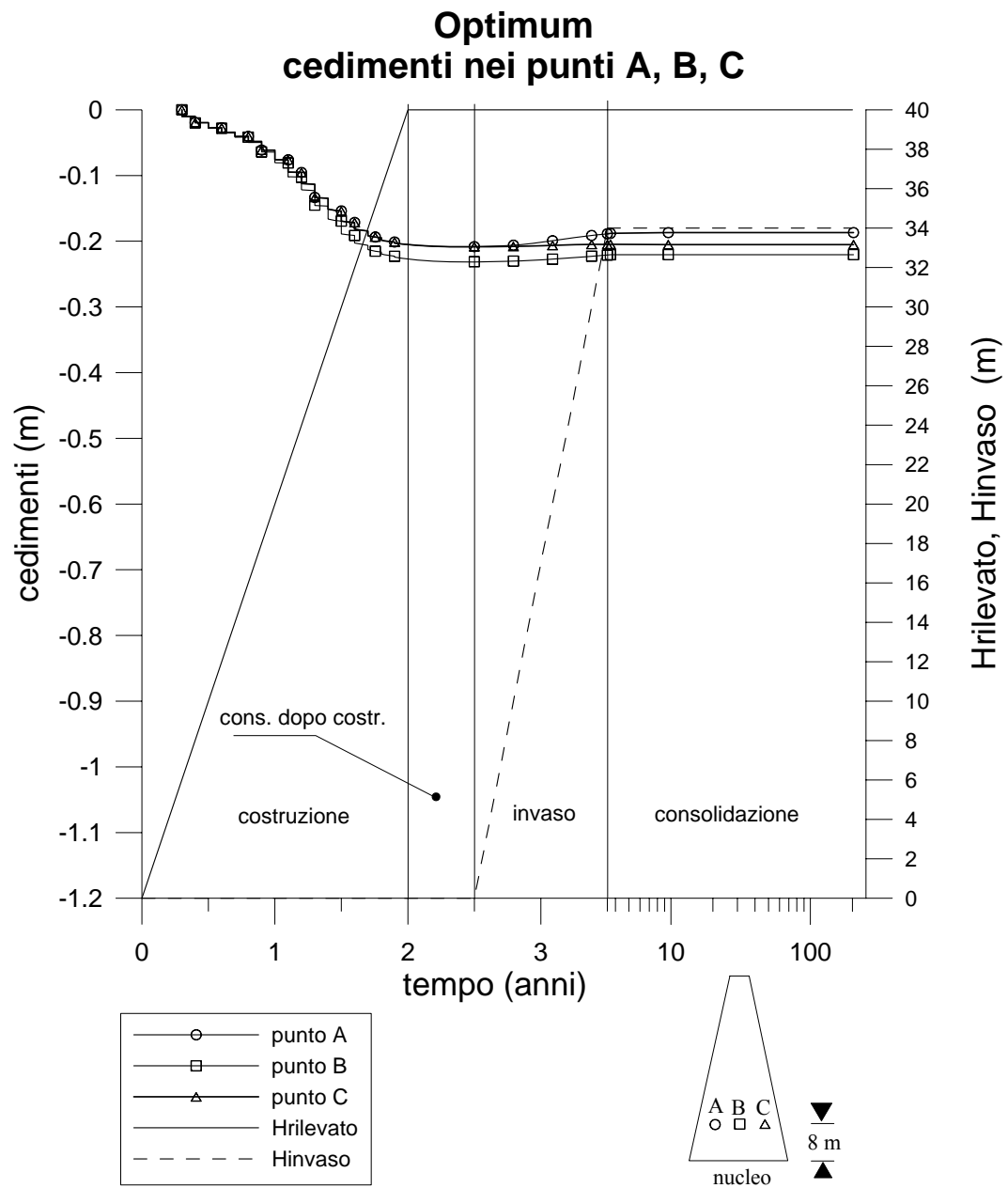


Fig. 3.21

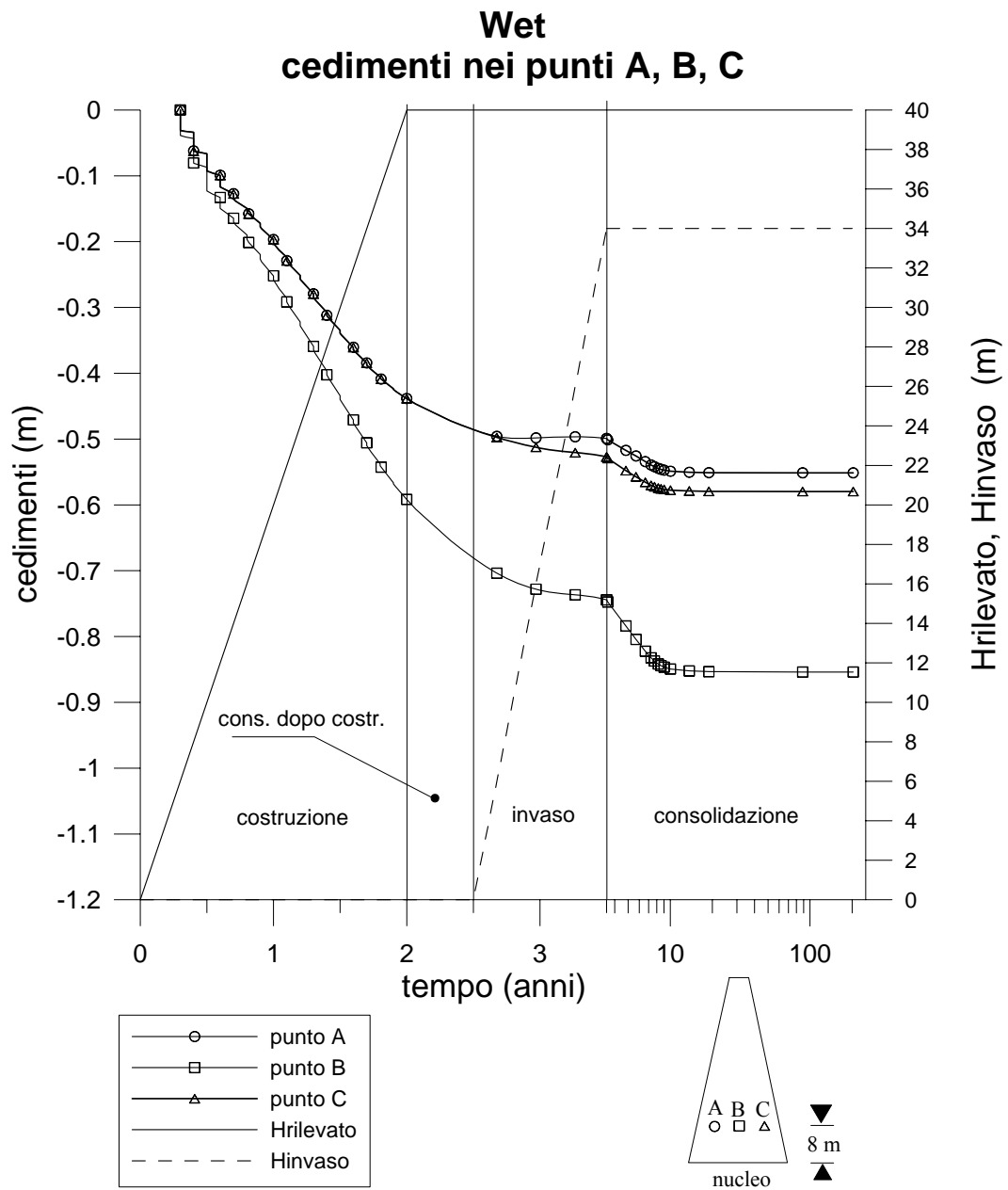


Fig. 3.22

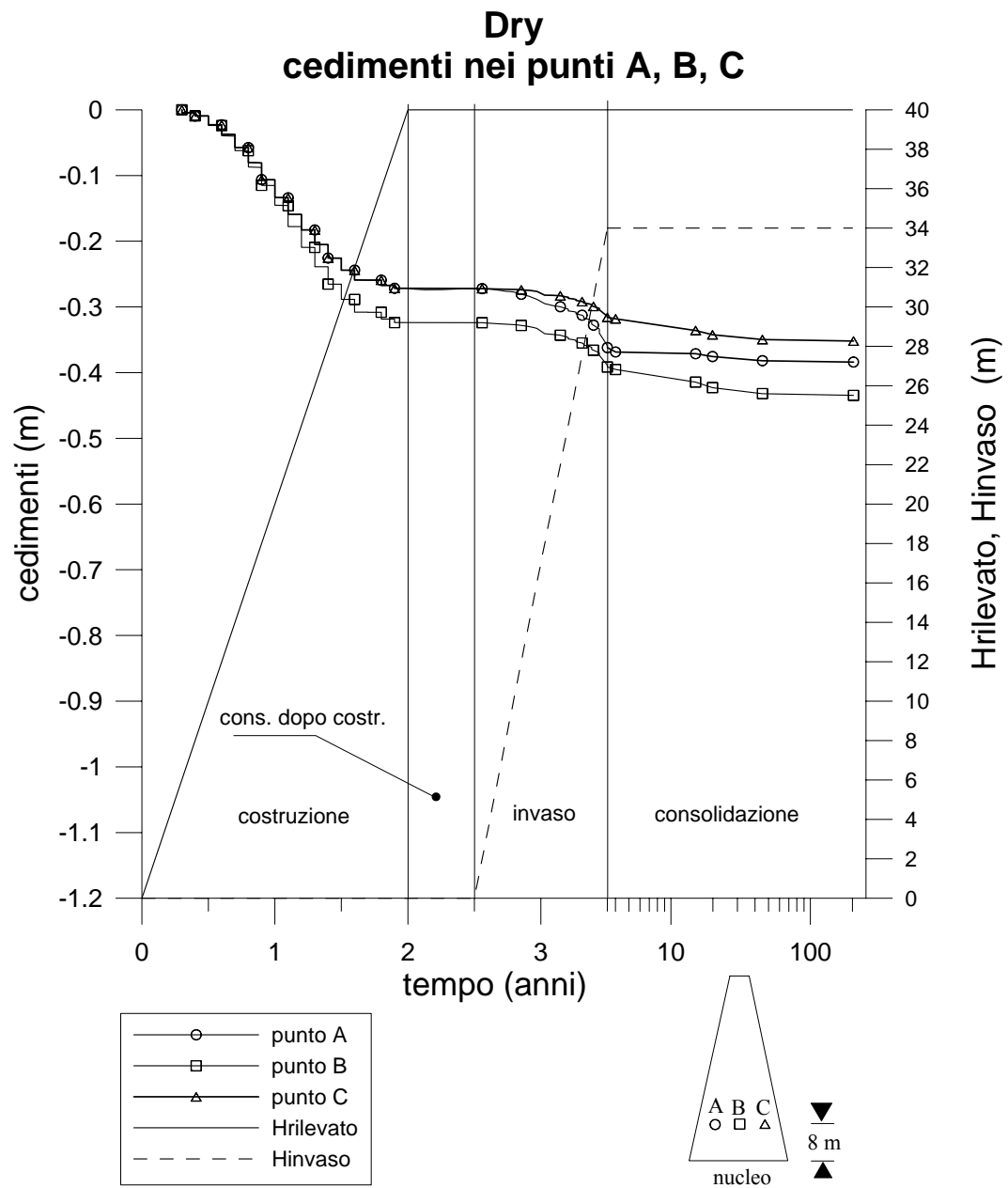


Fig. 3.23

3.3.2 Analisi dell'andamento delle pressioni interstiziali

Partendo da una analisi generale del valore delle pressioni interstiziali all'interno del nucleo si è ritenuto di procedere mostrando le isobare relative alle fasi di fine costruzione, fine invaso e fine consolidazione a 200 anni (vedi Figg. 3.24-26). Si evidenzia subito dai risultati che dopo un tempo di consolidazione così lungo come quello considerato (200 anni), si instaurano condizioni stazionarie di flusso pressoché uguali per i tre casi in esame. Le fasi di costruzione e di invaso mostrano marcate differenze, infatti, in **Wet** e **Optimum** una porzione significativa del nucleo (più della metà) presenta pressioni interstiziali positive già a fine costruzione, al contrario di **Dry** che mostra zone con pressioni interstiziali positive solo dopo la fase di invaso.

La Fig. 3.27 mostra l'andamento delle pressioni interstiziali in un punto in asse al nucleo situato a quota 8 metri per i tre tipi di materiale. Si nota che **Wet** sviluppa pressioni interstiziali di gran lunga superiori rispetto a Optimum e Dry, questo perché partendo da un grado di saturazione molto alto raggiunge più rapidamente la saturazione e quindi maggiori sono le pressioni interstiziali indotte dai carichi di peso proprio dovuti alla costruzione del rilevato

Sempre su **Wet** quando l'altezza del rilevato ha raggiunto quota 32 metri (in fase di costruzione), si osserva un decremento delle pressioni interstiziali: nella parte inferiore del nucleo sono dunque già significativi gli effetti del processo di consolidazione in atto.

Le Figg. 3.28-30 riportano le linee di isosaturazione che permettono di osservare il diverso evolvere del fronte di saturazione nei tre materiali. Si noti in particolare che la riduzione della permeabilità al ridursi della saturazione secondo la legge $k_{unsat} = k_{sat} Sr^3$ (introdotta nel modello) accentua la differenze di comportamento nel tempo dei tre materiali.

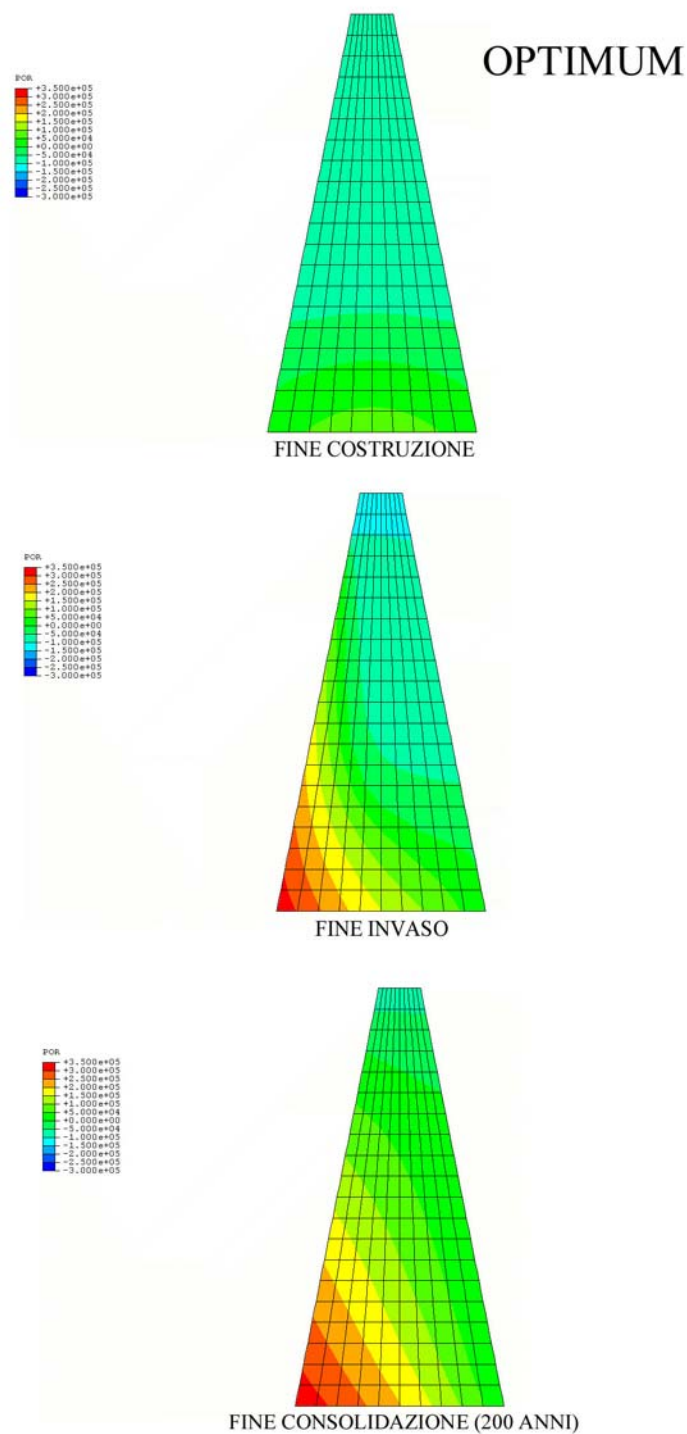


Fig. 3.24 - Pressioni interstiziali (Pa) all'interno del nucleo

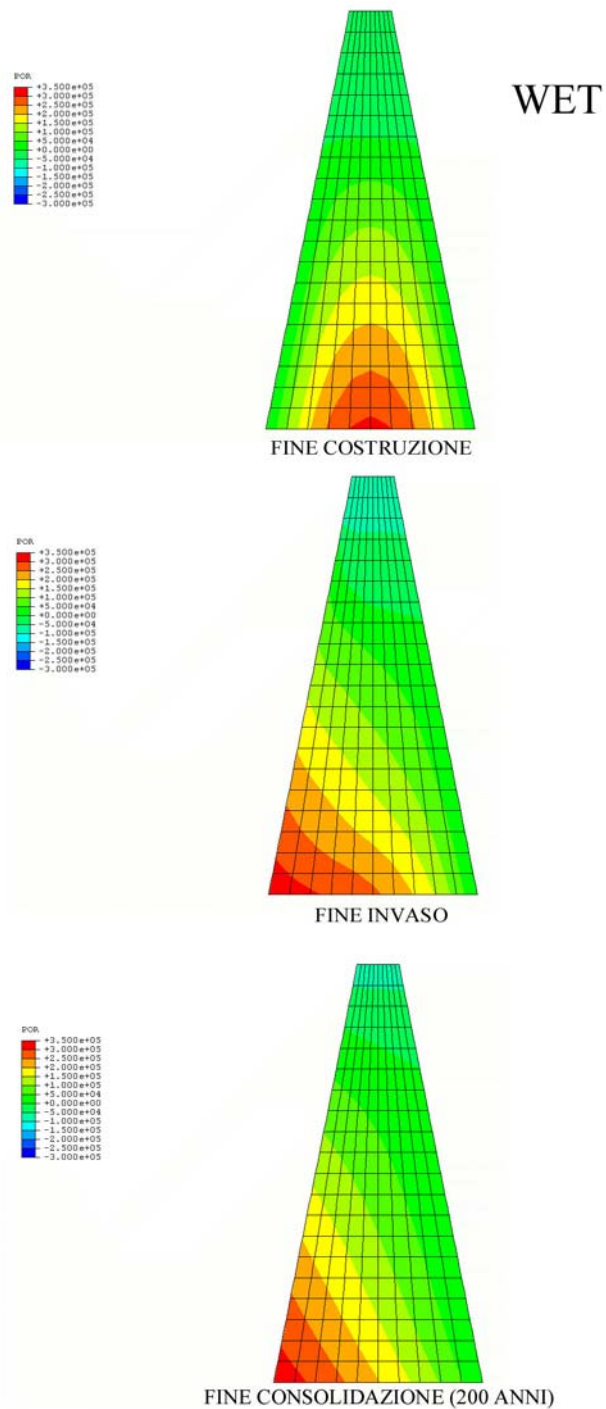


Fig. 3.25 - Pressioni interstiziali (Pa) all'interno del nucleo

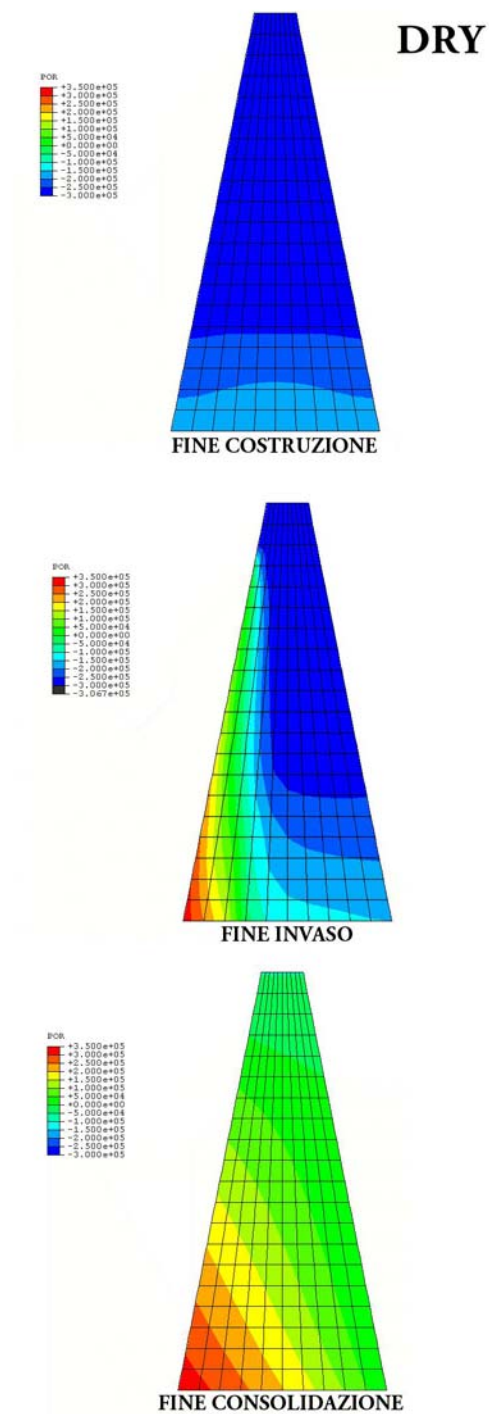


Fig. 3.26 - Pressioni interstiziali (Pa) all'interno del nucleo

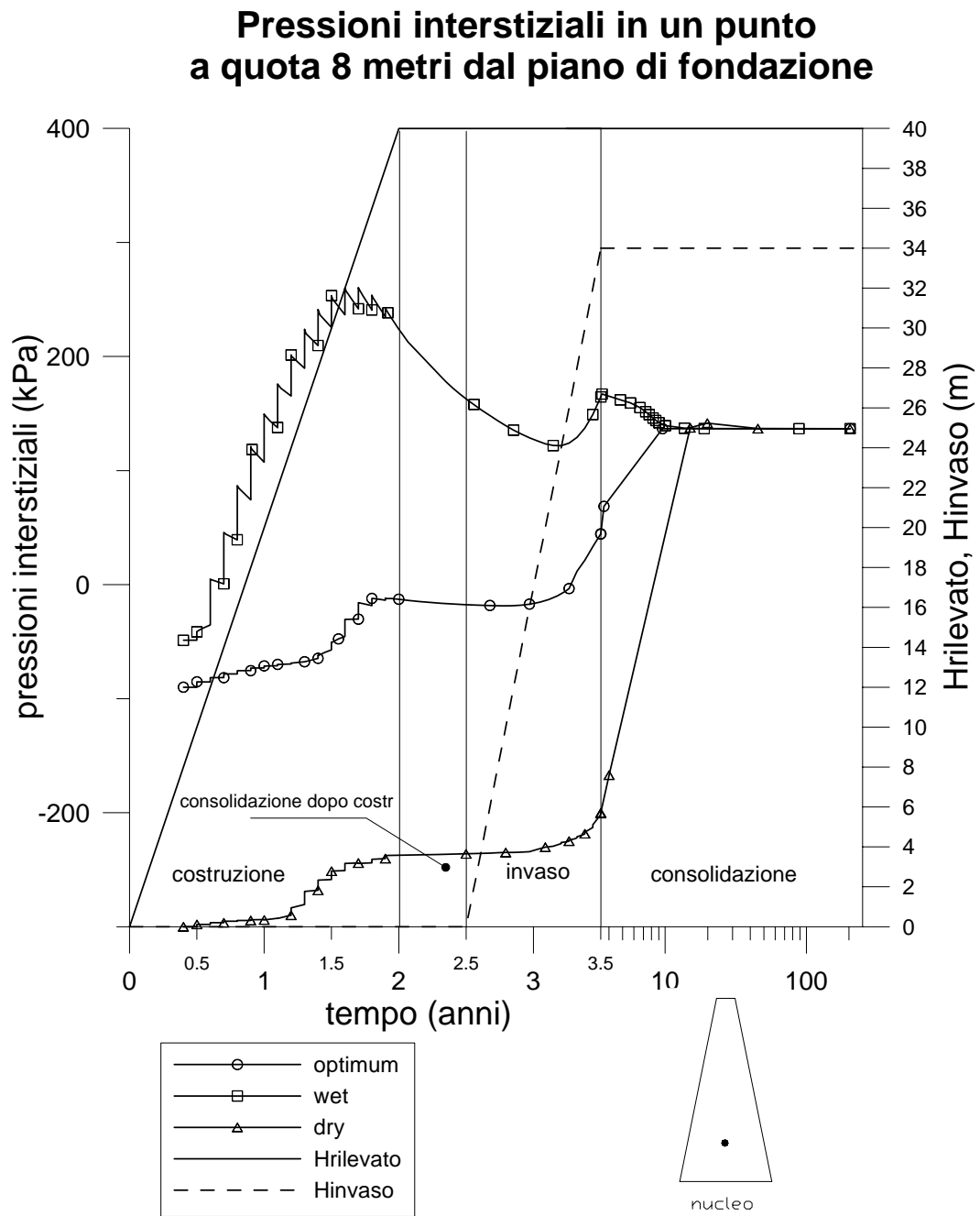


Fig. 3.27

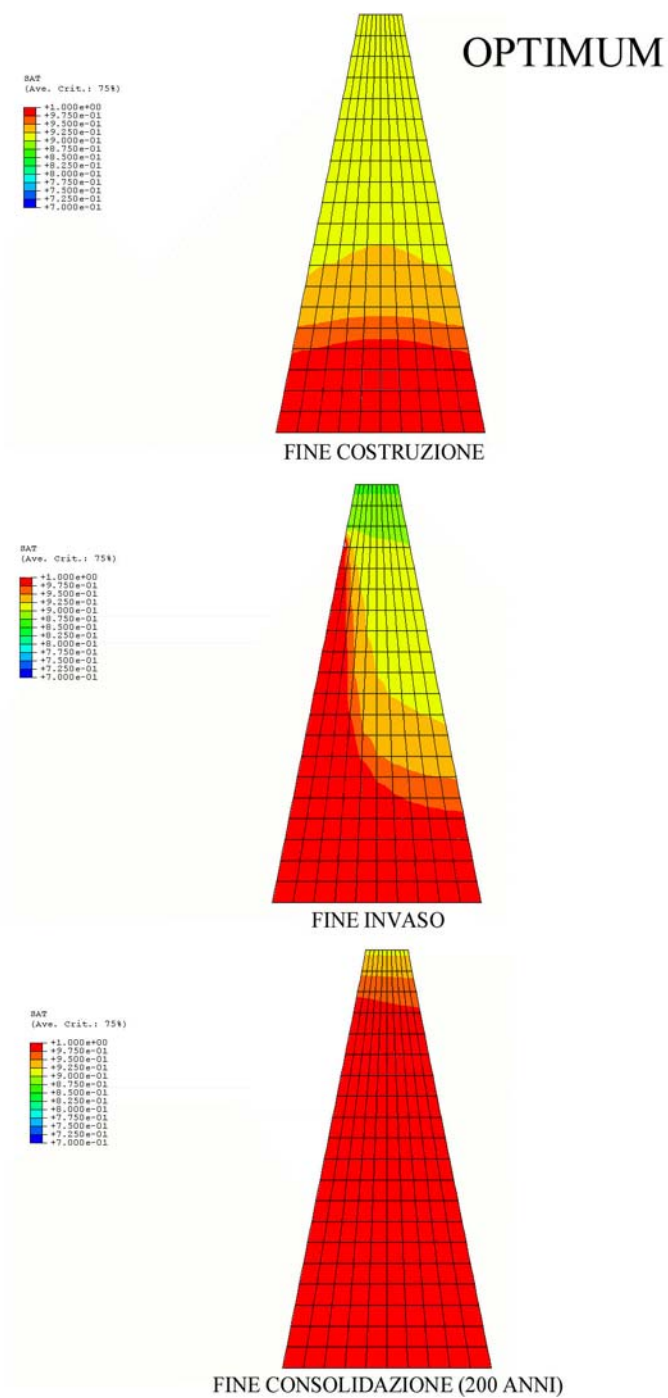


Fig. 3.28 - Grado di saturazione

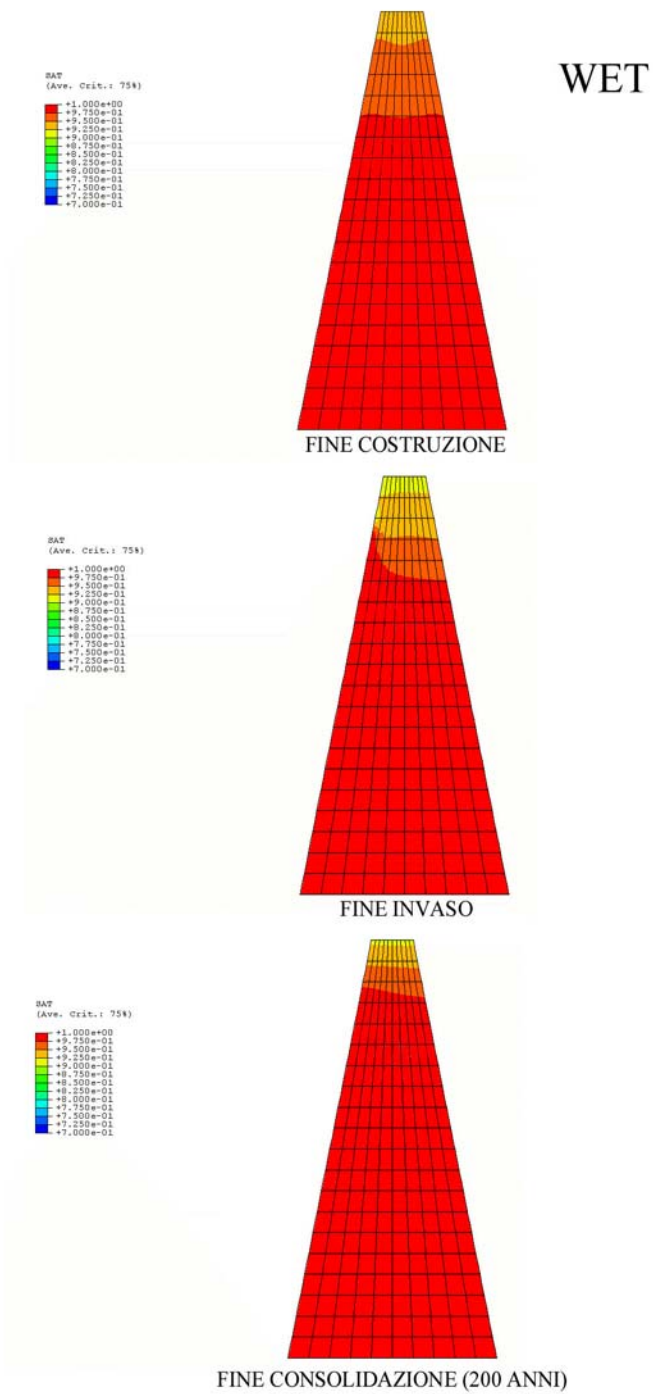


Fig. 3.29 - Grado di saturazione

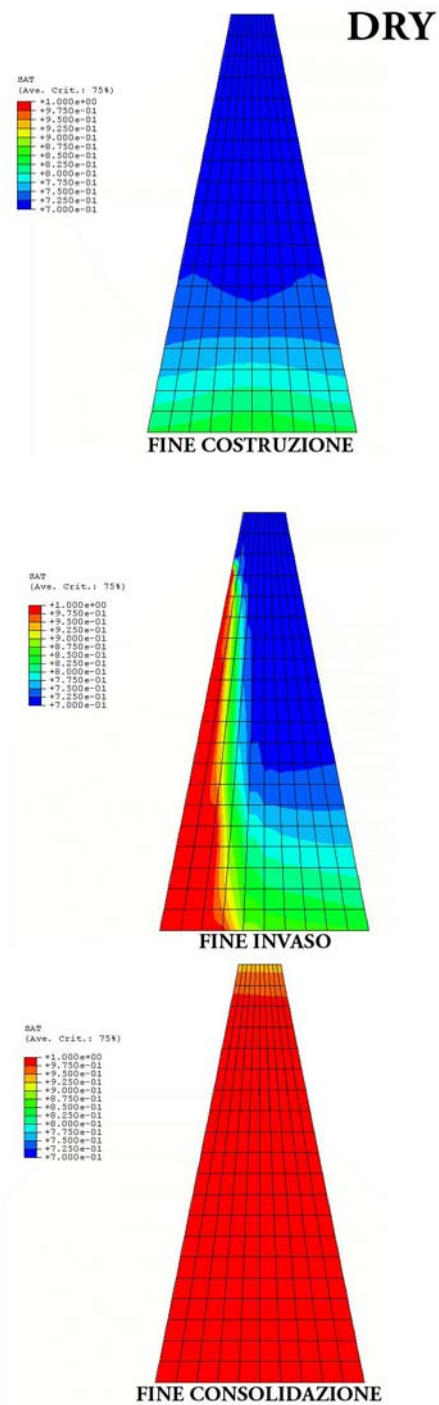


Fig. 3.30 - Grado di saturazione

Analisi dello stato di tensione

Una diga è una struttura iperstatica e il suo comportamento dipende dalla deformabilità relativa dei materiali che la compongono e dalla geometria dei suoi elementi.

La concentrazione di sforzi indotta in zone della diga meno deformabili, sotto l'effetto del peso proprio della struttura, è accoppiata alla riduzione di sforzi nelle zone più deformabili; la ridistribuzione delle tensioni tra nucleo e rockfill è particolarmente noto come effetto arco.

Il fenomeno dell'interazione tra due zone a differente compressibilità è concettualmente chiaro; la zona ad alta compressibilità (nucleo) tende ad appoggiarsi alla zona più rigida (rockfill), così che le tensioni verticali totali nel nucleo e nel rockfill diventano rispettivamente più piccole e più grandi di quelle che si potrebbero generare a causa del peso proprio in una diga omogenea.

Tutto ciò premesso, si è scelto di verificare in che termini tale fenomeno si sia manifestato nei modelli in esame attraverso lo studio dello stato tensionale totale.

Diagrammando le tensioni verticali totali di uno strato orizzontale a quota 2 metri dal piano di fondazione, a fine costruzione e a fine consolidazione, (Figg. 3.31-32) è possibile valutare l'entità delle “migrazioni tensionali” che hanno interessato il nucleo. A fine costruzione si notano significative differenze di scarico tensionale tra **Optimum** e **Dry**. Ciò è imputabile ai maggiori cedimenti riscontrati in **Dry** (Figg. 3.17-19) che “scaricando” il nucleo producono un maggiore “appoggio” sui rinfianchi. A fine consolidazione si nota una lieve diminuzione delle differenze di comportamento dei due materiali e la asimmetria della distribuzione indotta dall'invaso.

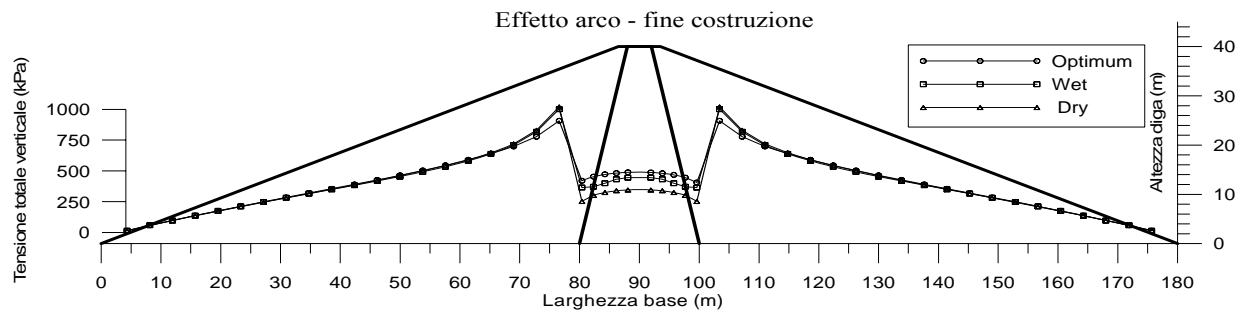


Fig. 3.31

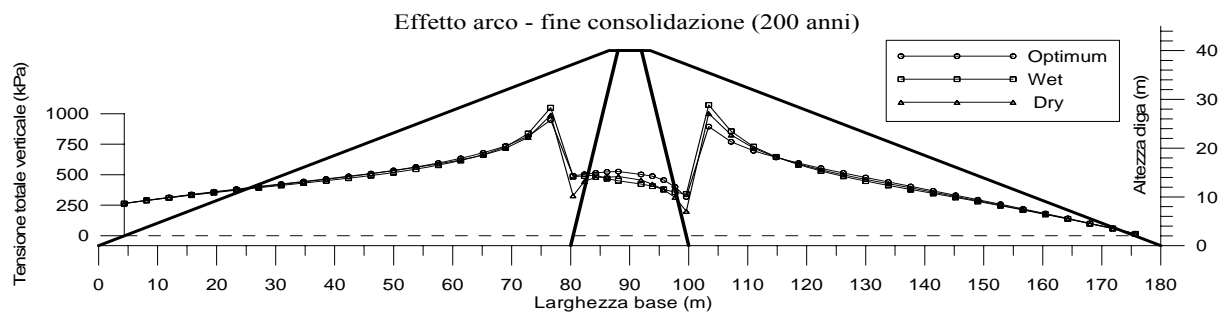


Fig. 3.32

4 CONDIZIONI DI SICUREZZA NELLE FASI DI PRIMO INVASO

Nei paragrafi successivi verranno mostrati i risultati di alcune analisi numeriche mirate ad un approfondimento della evoluzione delle condizioni di sicurezza di una diga in terra zonata durante le fasi di primo invaso.

4.1 Velocità di invaso

La scelta dell'intervallo delle velocità di invaso da utilizzare nelle analisi numeriche prende spunto da una serie di considerazioni preliminari sui fattori che maggiormente influenzano gli effetti prodotti dall'invaso. Tra i fattori più significativi possiamo indicare la permeabilità e la velocità di invaso che, per certi aspetti, giocano ruoli simili e indubbiamente legati tra loro. Infatti, a parità di condizioni, la riduzione della permeabilità o l'incremento della velocità di invaso può far ritenere che il fenomeno si produca in condizioni non drenate.

In generale, nella scelta delle velocità di invaso da adottare, ci si pone il problema di stimare l'intervallo entro il quale la combinazione dei due fattori produce variazioni significative dello stato tensionale. A tale proposito, per numerosi punti all'interno del nucleo, sono stati presi a riferimento tre valori delle pressioni interstiziali relativi a: 1) fine costruzione; 2) fine invaso; 3) condizioni stazionarie (a livello di invaso massimo, mantenuto costante). Al variare del rapporto

$\alpha = \frac{\text{velocità invaso}}{\text{permeabilità}}$, in generale si modificano i valori di pressione interstiziale a

fine costruzione e a fine invaso.

In Fig. 4.1 vengono mostrati alcuni risultati degli studi parametrici nei quali al variare del parametro α vengono diagrammati i valori delle pressioni interstiziali sopra definiti. I risultati fanno riferimento a variazioni di α realizzate mantenendo costante la permeabilità del materiale. Si nota che la variazione della pressione interstiziale a fine invaso varia all'interno dei due valori limite in ragione della velocità di invaso, che se troppo elevata produce una modesta variazione della pressione interstiziale rispetto alla condizione di fine costruzione. Analogamente

ragionamento può essere fatto per velocità di invaso molto lente per le quali a fine invaso il valore delle pressioni interstiziali è già prossimo a quello delle condizioni stazionarie. Ciò può essere visto in maniera sintetica analizzando l'andamento della curva che rappresenta la variazione della pressione interstiziale a fine invaso al variare di α ; si osserva che per valori di α (Fig. 4.1), molto alti o molto bassi la curva tende ad appiattirsi lungo le rette che caratterizzano le pressioni interstiziali rispettivamente di *fine costruzione* e *condizioni stazionarie*. Naturalmente il campo significativo di variabilità delle velocità di invaso dipende dai punti che si prendono in considerazione all'interno del nucleo. Gli studi parametrici effettuati su diversi punti (ritenuti significativi) all'interno del nucleo utilizzando sia il materiale costipato all'ottimo che umido, hanno permesso di indicare una velocità di invaso minima.

In merito al limite superiore della velocità di invaso, in accordo con i criteri pratici usualmente adottati, si è scelto un metro al giorno.

4.2 Geometrie e tempi di invaso

I risultati delle analisi numeriche di seguito illustrati fanno riferimento a due casi ideali di dighe realizzate con materiale del nucleo costipato all'optimum e wet (cfr. §3.2.2). Per quanto riguarda i tempi di realizzazione e successiva consolidazione delle due dighe si fa riferimento alla Fig. 4.2 (tempo di costruzione 4 anni e successiva consolidazione 1 anno), partendo da queste condizioni che verranno assunte in seguito come condizioni iniziali, vengono simulate svariate procedure di invaso che differiscono tra loro per velocità di invaso e la presenza o meno di tempi di attesa durante l'invaso.

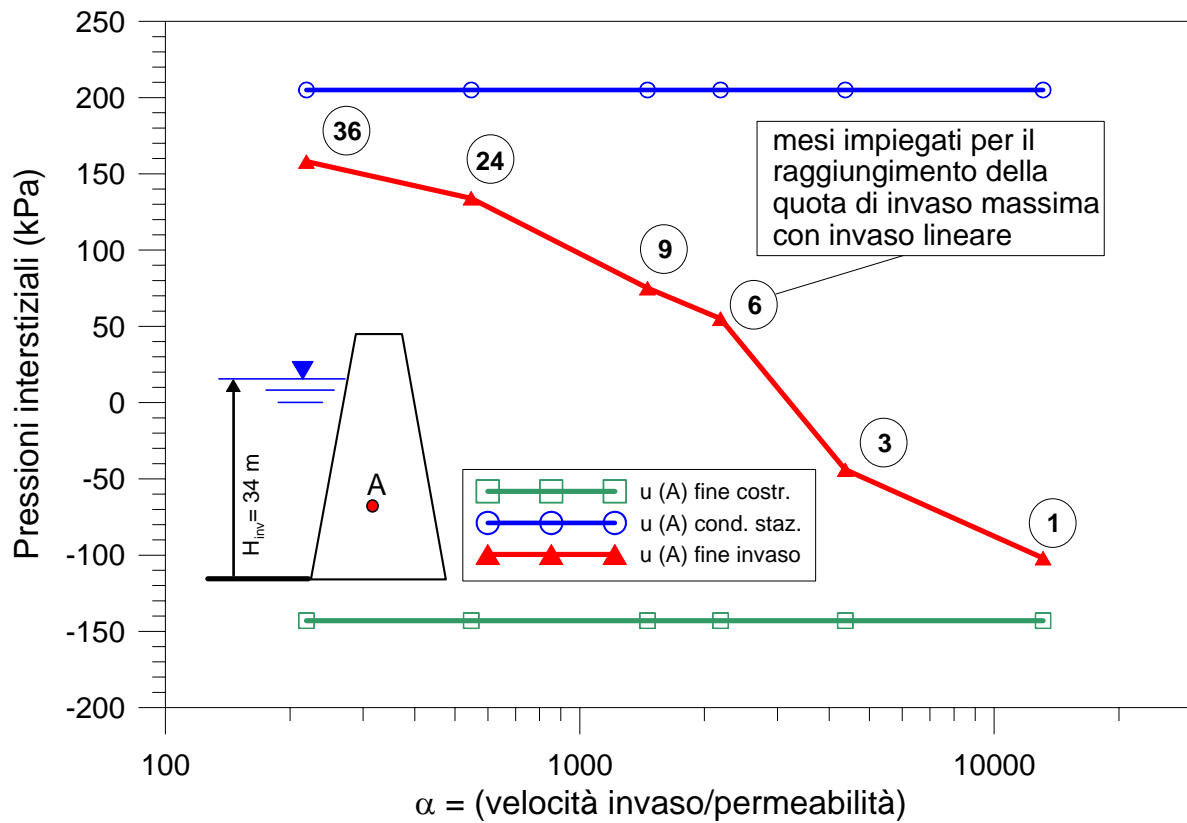


Fig. 4.1

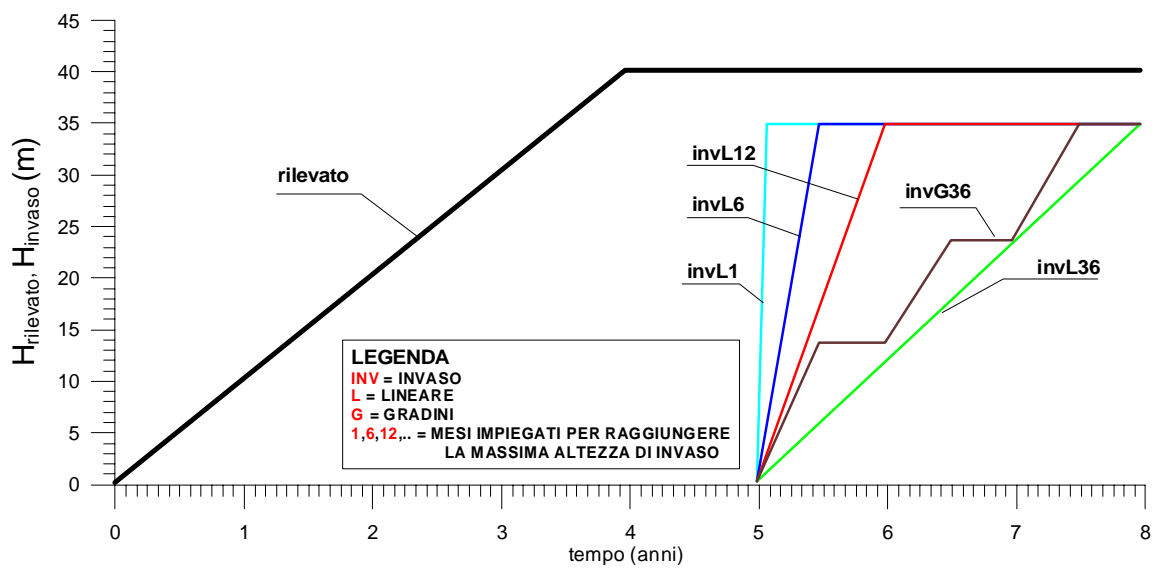


Fig. 4.2

4.3 Analisi dei risultati

Per analizzare gli effetti delle diverse velocità di primo invaso sulle condizioni di sicurezza dell'opera, nel seguito sono mostrate le isolinee dell'indicatore F_2 definito nel capitolo 2 che fornisce alcune indicazioni sui problemi di fatturazione.

I confronti sono svolti sia al termine della fase di invaso sia dopo un tempo prefissato (3 anni) dall'inizio delle operazioni di invaso.

4.3.1 Analisi dei fattori di sicurezza nei confronti della fratturazione idraulica

Come già evidenziato precedentemente (§.2.3.2), si possono sviluppare problemi di fratturazione idraulica solo se esistono zone prossime al contorno di monte dove il fattore $F_2 = \sigma_3 / p_w$ assume valori prossimi all'unità

La presenza all'interno del nucleo di zone nelle quali il fattore assume valori prossimi a uno può destare preoccupazione solo se la zona si estende fino al contorno di monte.

Analisi OPTIMUM

Le Figg. 4.3-7 evidenziano la presenza di una zona posta sul contorno di valle nella parte bassa e centrale della diga caratterizzata da modesti valori di F_2 . Al crescere della velocità d'invaso, intorno a metà altezza della diga, questa zona tende ad estendersi verso monte per l'invaso più veloce (INVL1) raggiunge in una zona abbastanza estesa il contorno di monte. E' dunque evidente che sia opportuno rivolgersi verso procedure caratterizzate da basse velocità di incremento della quota d'invaso ed in particolare sembrano particolarmente utili anche i tempi di attesa intermedi.

La zona critica con F_2 uguale o minore di uno è posizionata circa a metà altezza diga, questa zona è comunque caratterizzata da elevati valori delle tensioni verticali totali e questo limita i pericoli connessi al verificarsi di fenomeni di fratturazione idraulica.

La situazione dopo tre anni da inizio invaso è pressoché simile nei diversi casi ed indica, in generale, sempre condizioni migliori di quelle di fine invaso.

Analisi WET

Le considerazioni svolte per OPTIMUM possono in parte essere riprese anche per le analisi WET. In particolare la procedura d’invaso che prevede soste intermedie sembra limitare anche in questo caso le zone caratterizzate da modesti valori del fattore F_2 . Le Figg. 4.8-11 mostrano la presenza di una zona caratterizzata da valori di F_2 prossimi ad uno, che si estende da valle verso monte nella parte alta della diga. La zona è posta a pochi metri di profondità rispetto alla quota di massimo invaso, è dunque caratterizzata da modesti valori delle tensioni verticali totali che possono ulteriormente favorire fenomeni di fratturazione idraulica (in accordo con quanto registrato in numerosi casi reali in parte menzionati nel §.2.2.2). Velocità di invaso decrescenti, non sembrano però (almeno per l’intervallo di velocità preso in considerazione) migliorare significativamente lo stato di attenzione rispetto al fenomeno della fratturazione idraulica, al contrario di quanto constatato con le analisi relative al materiale OPTIMUM.

Anche rispetto ai problemi di fratturazione idraulica si registra dunque una significativa differenza tra il comportamento della diga realizzata con il materiale OPTIMUM e quella realizzata con il materiale WET, a conferma dell’importanza del contenuto d’acqua di compattazione sul comportamento dell’opera.

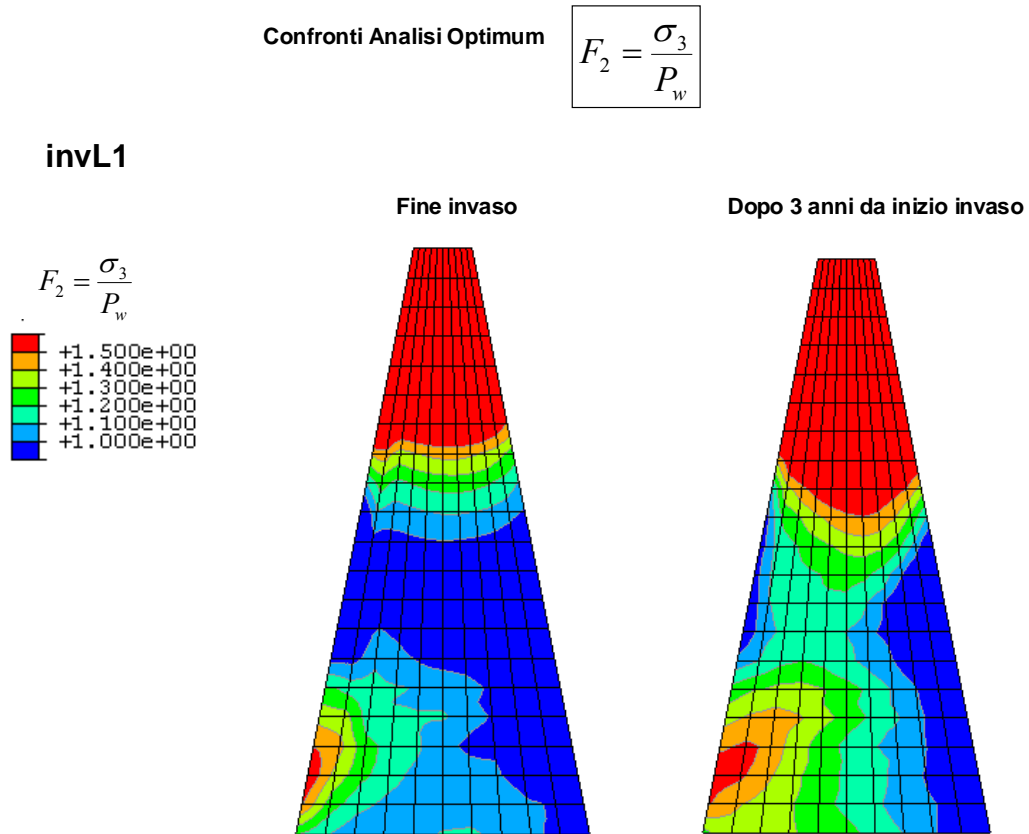


Fig. 4.3

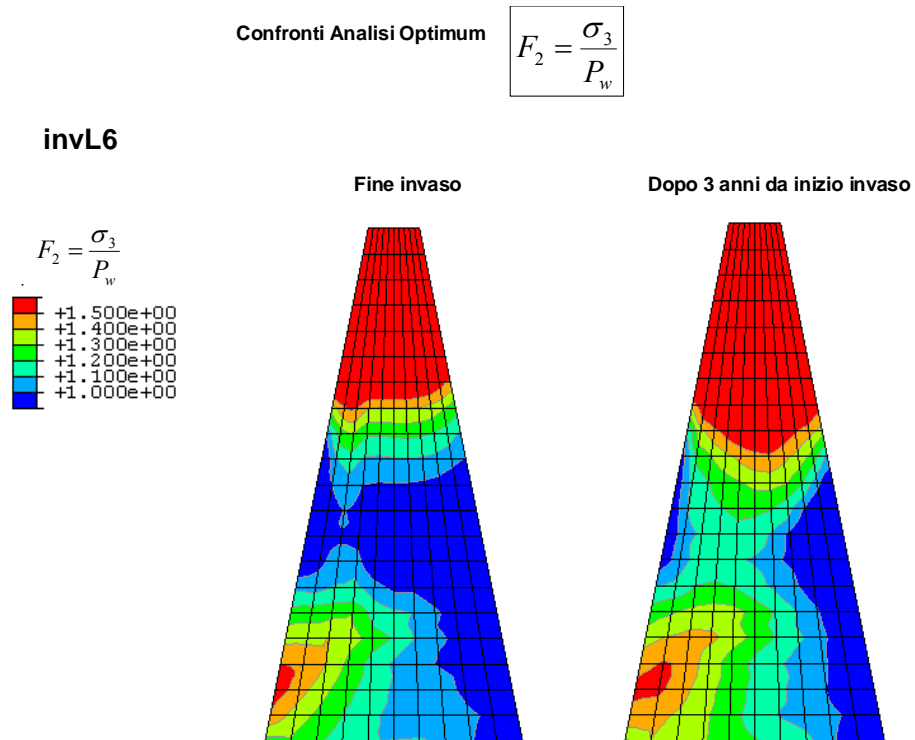
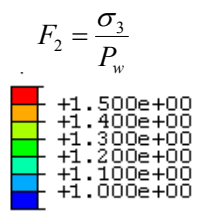


Fig. 4.4

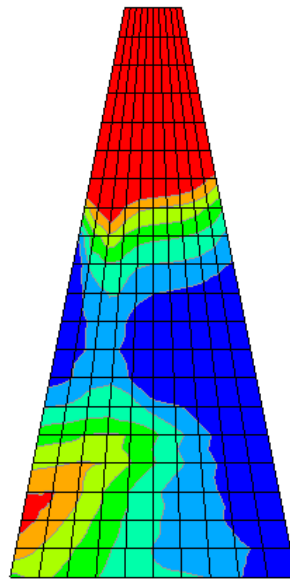
Confronti Analisi Optimum

$$F_2 = \frac{\sigma_3}{P_w}$$

invL12



Fine invaso



Dopo 3 anni da inizio invaso

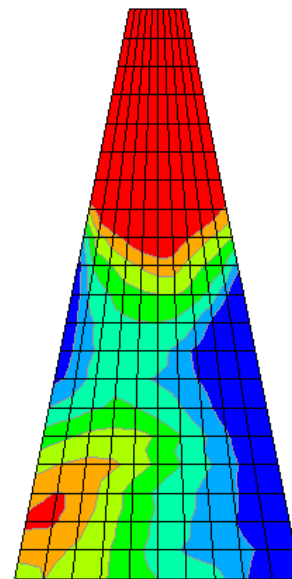


Fig. 4.5

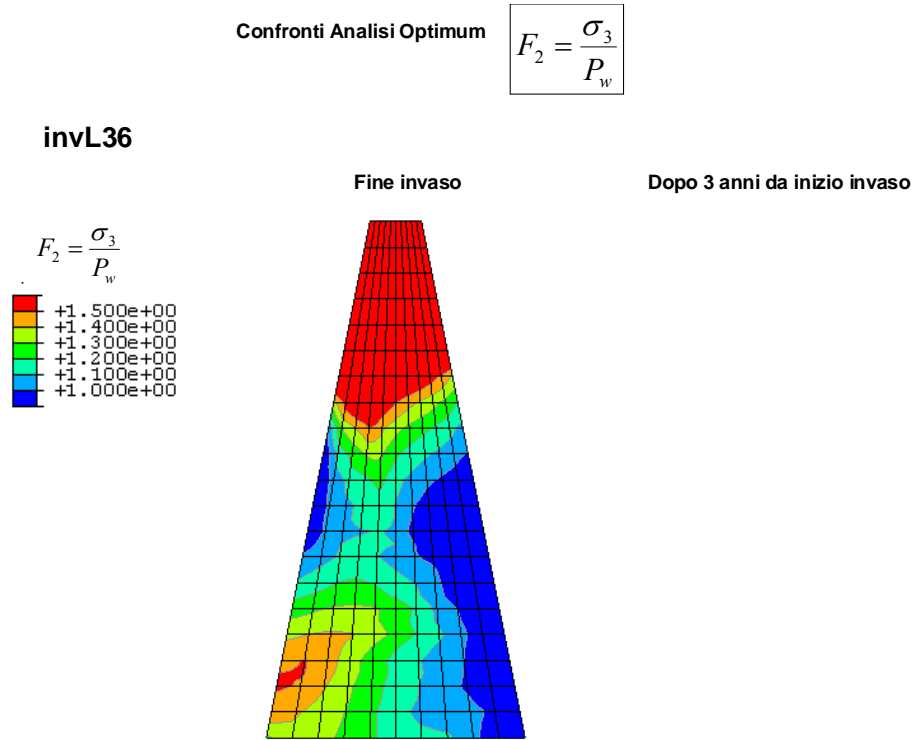


Fig. 4.6

Confronti Analisi Optimum

$$F_2 = \frac{\sigma_3}{P_w}$$

invG36

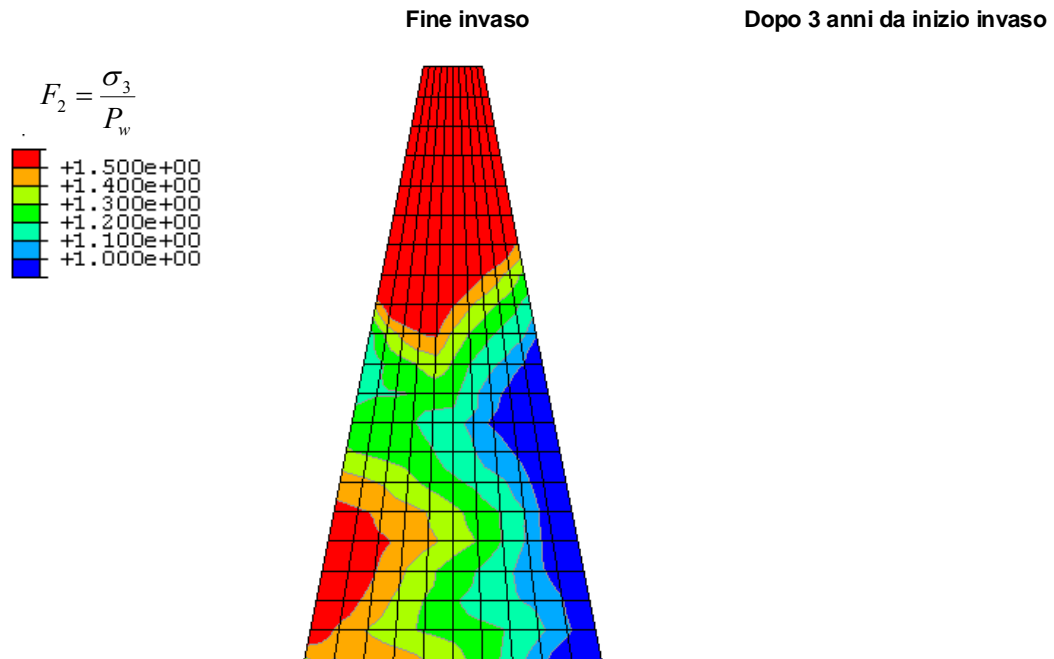


Fig. 4.7

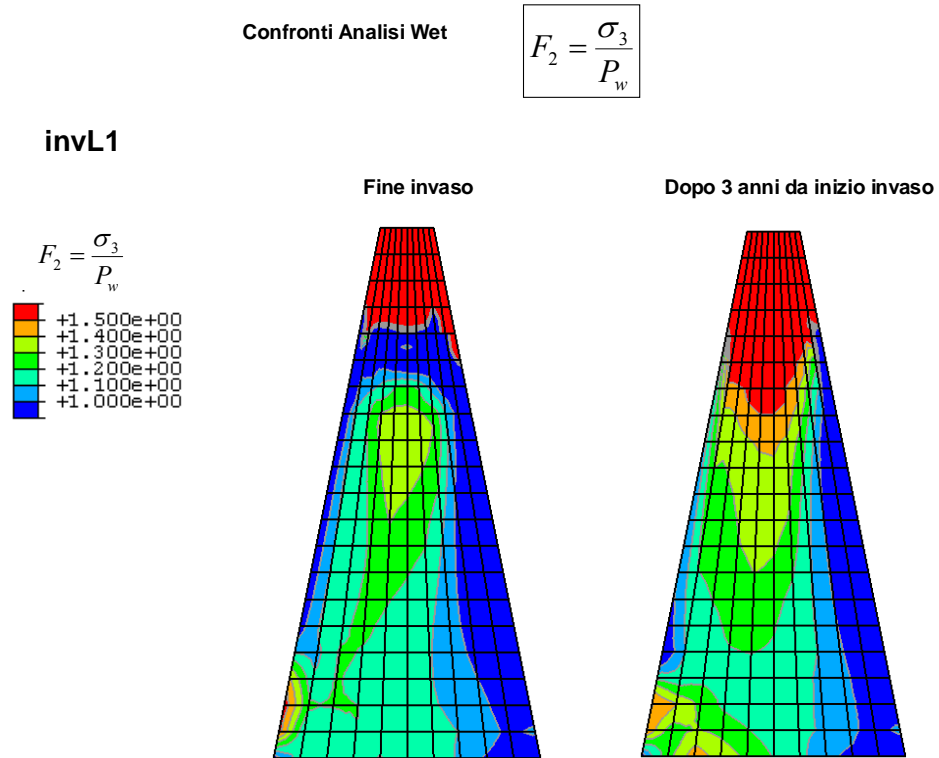


Fig. 4.8

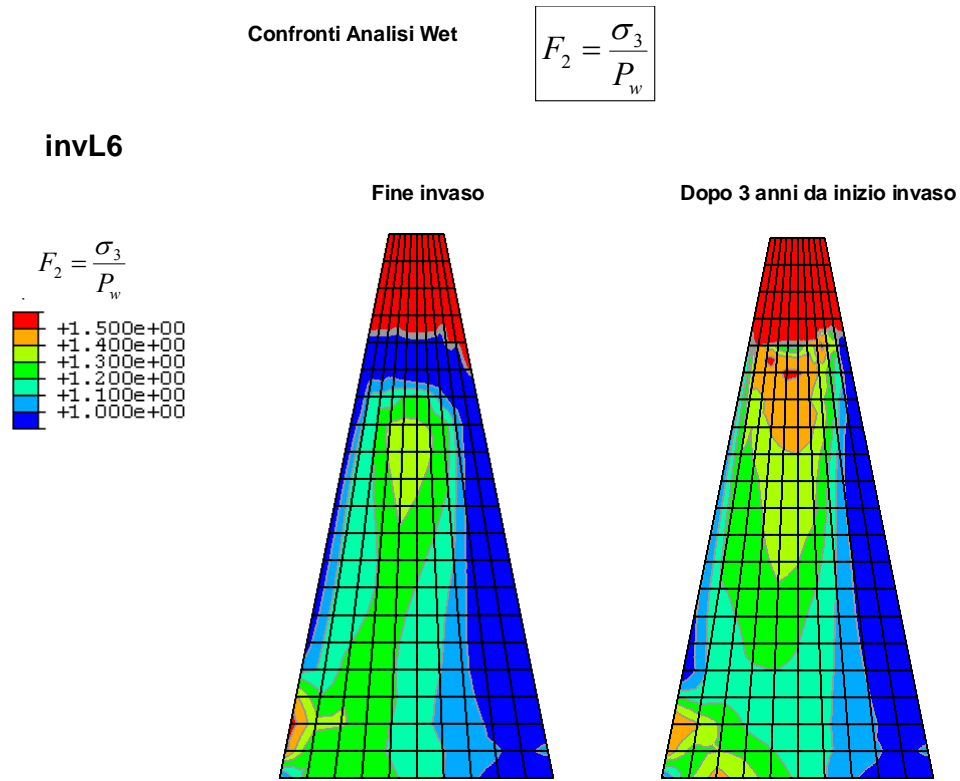


Fig. 4.9

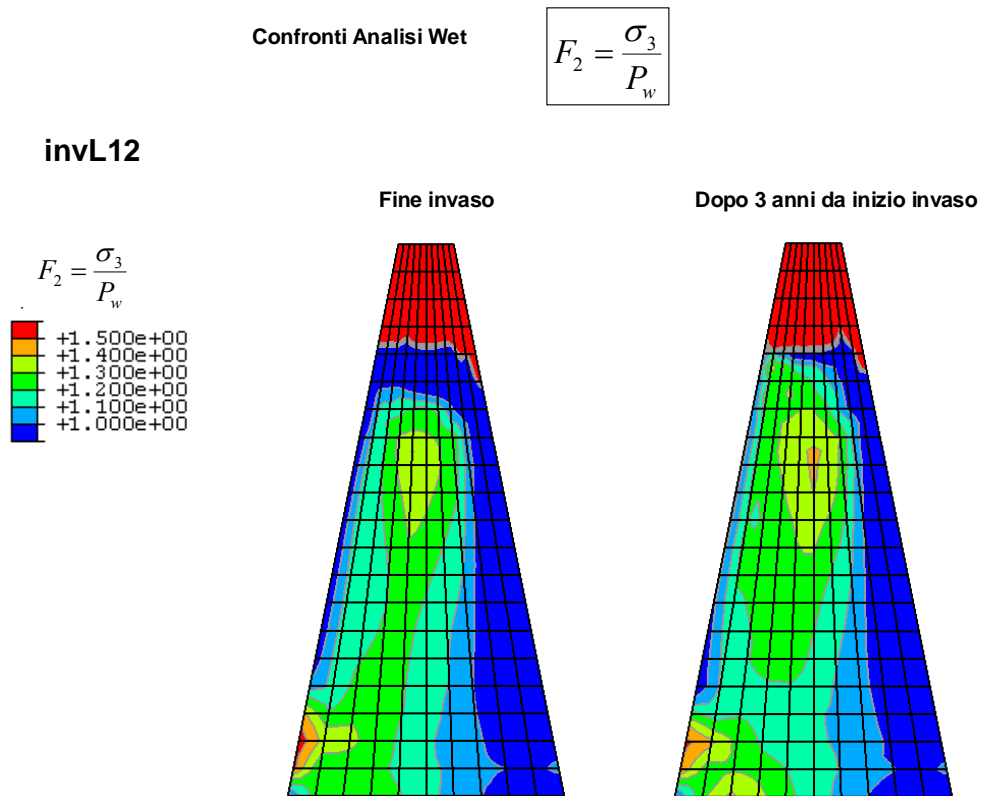


Fig. 4.10

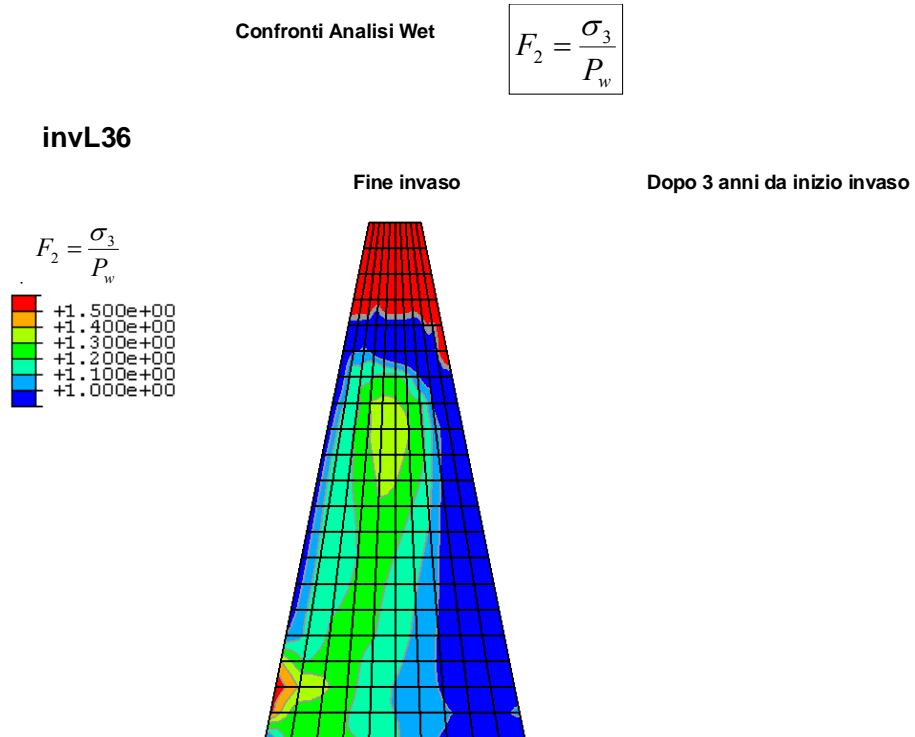
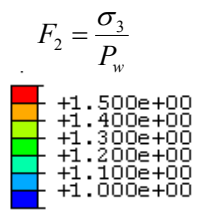


Fig. 4.11

Confronti Analisi Wet

$$F_2 = \frac{\sigma_3}{P_w}$$

invG36



Fine invaso

Dopo 3 anni da inizio invaso

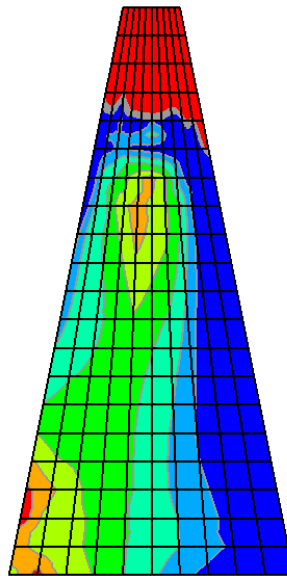


Fig. 4.12

5. ANALISI DI UN CASO REALE: LA DIGA DI BILANCINO

5.1 Descrizione dell'opera

La diga di Bilancino sorge in località omonima nel Comune di Barberino del Mugello (FI), realizzando un invaso con le acque sbarrate del fiume Sieve, affluente dell'Arno. Il bacino imbrifero sotteso dalla diga (Fig. 5.1) è complessivamente di circa 150 km² dando luogo a deflussi annui variabili tra 47 e 265 milioni di m³.

La struttura di sbarramento si sviluppa per circa 710 m con una larghezza massima di 264 m secondo un andamento planimetrico per metà rettilineo e per metà arcuato in sponda sinistra (Fig. 5.2). L'altezza massima è di 42 m a 259 m s.l.m.. La diga è totalmente impostata sulla formazione rocciosa di base del “Macigno del Mugello”.

La zonatura dei vari materiali è pressochè simmetrica rispetto al nucleo. Come mostrato in Fig. 5.3, nella parte centrale il nucleo argilloso impermeabile si eleva fino a quota 257 m, la larghezza varia fra 5 e 31 m, in adiacenza i filtri subverticali sabbiosi e, lato valle, sabbio-ghiaiosi, hanno uno spessore di 1.5 m; segue un'ampia zona interna di materiali alluvionali più chiusi nelle parti basse ed aventi invece una granulometria a più elevata permeabilità nelle parti contro rockfill ed in quelle più alte, in particolare sopra quota 236.5 m; le zone più esterne dei fianchi, in rockfill calcareo (diabasico al piede di monte), sono protette da 1 m di scogliera calcarea lato monte e da 80 cm di terreno vegetale lato valle.

In asse e in fondazione nucleo vi è, esteso su tutto lo sviluppo della diga, un cunicolo ispezionabile e praticabile, in caso di necessità, per la eventuale ripresa in futuro dello schermo di iniezioni.

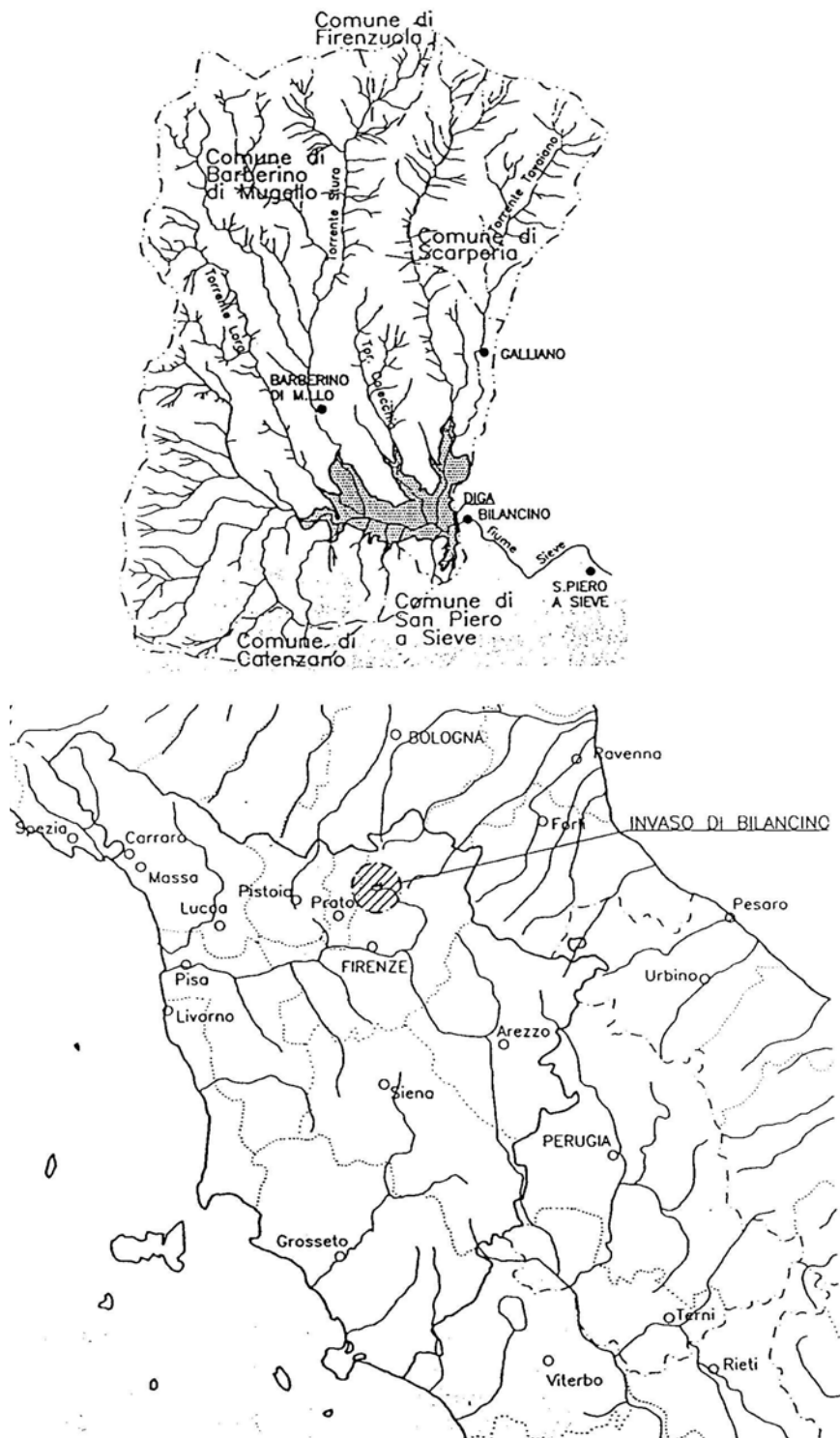


Fig. 5.1 Area di invaso della Diga di Bilancino

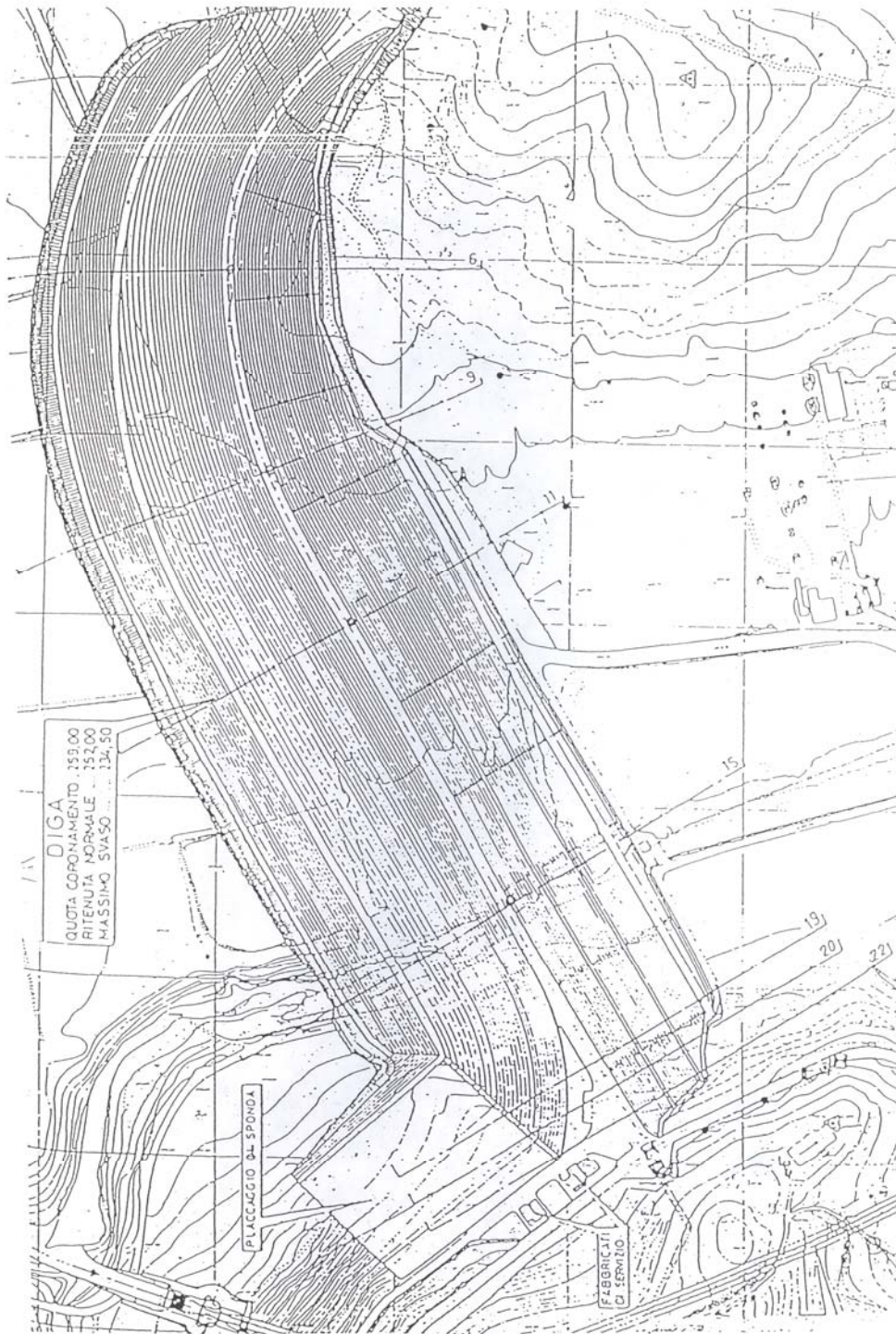


Fig. 5.2. Planimetria della Diga di Bilancino

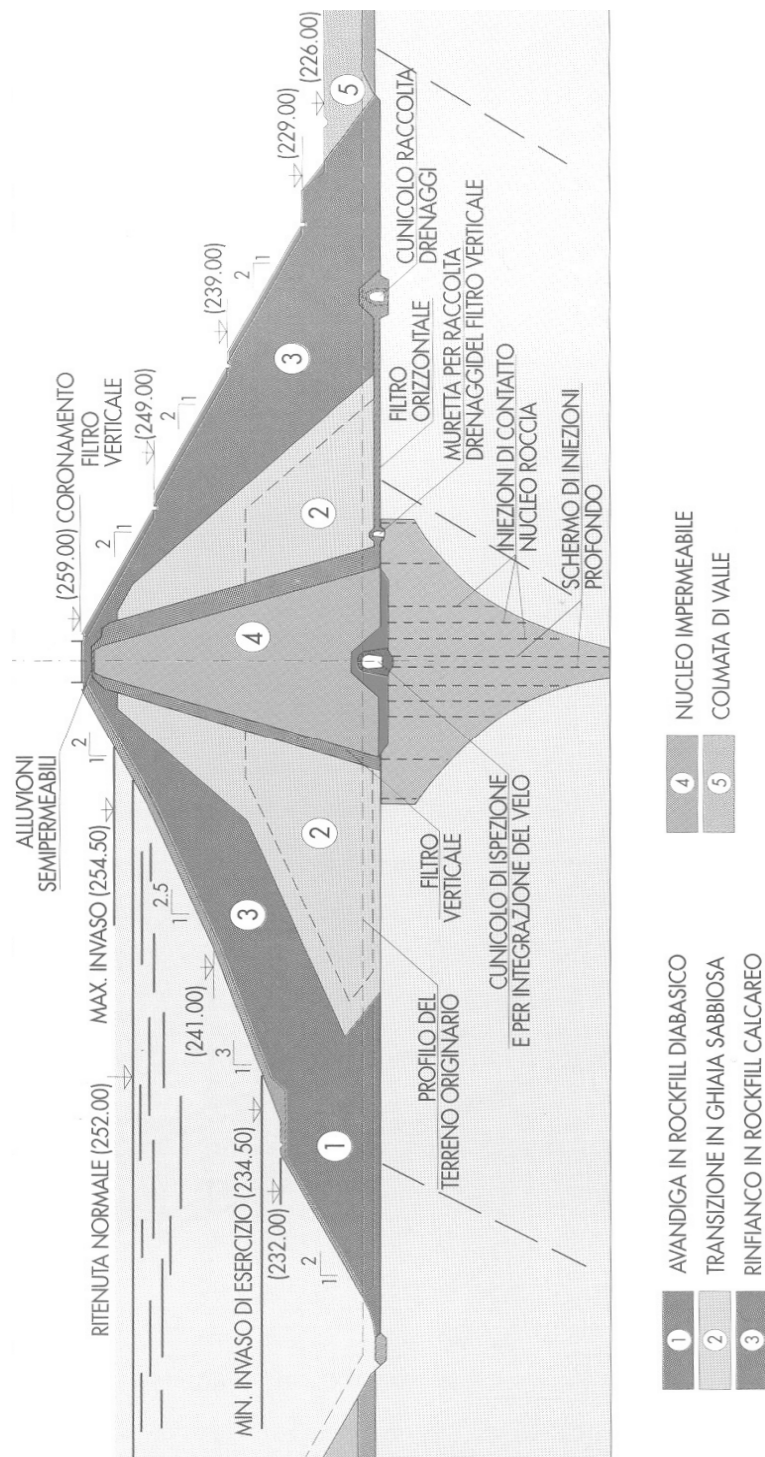


Fig. 5.3 Sezione tipo e schema
Sezione tipo e schema dei

5.2 Caratterizzazione geotecnica

I dati che riguardavano la caratterizzazione geotecnica sono stati definiti dai risultati delle numerose prove di accettazione eseguite sul materiale posto in opera.

Nelle Tabelle I-VII vengono riassunte, per ogni materiale, tutte le prove eseguite, specificandone il numero, il luogo o la modalità di esecuzione e l'analisi statistica dei risultati

ROCKFILL DIABASICO

	n° sag.	esecuz.	media	dev.st.	c.var	max	min
γ_d (t/m ³)	21	cantiere	2.225	0.104	0.047	2.410	2.020
k_w (cm/s)	22	in sito	1.31E-1	6.17E-2	0.47	3.50E-1	2.00E-2
E (kg/cm ²)	1	carico su piastra	320	-	-	-	-

Tabella I

ROCKFILL CALCAREO

	n° sag.	esecuz.	media	dev.st.	c.var	max	min
γ_d (t/m ³)	101	cantiere	2.151	0.088	0.041	2.430	2.010
k_w (cm/s)	100	in sito	6.64E-2	3.99E-2	0.602	2.20E-1	1.10E-2
E (kg/cm ²)	1	carico su piastra	1530	-	-	-	-

Tabella II

ALLUVIONI SELEZIONATE

	n° sag.	esecuz.	media	dev.st.	c.var	max	min
γ_d (t/m ³)	65	cantiere	2.167	0.066	0.030	2.370	2.040
k_w (cm/s)	66	in sito	4.00E-2	3.00E-2	0.779	2.00E-1	1.00E-2
k_w (cm/s)	4	lab.PV	9.73E-3	4.62E-3	0.475	1.30E-2	2.90E-3
Φ' (gradi)	3	(taglio e triax CU) PV	43	2.6	0.062	46	41
c' (kg/cm ²)	3	(taglio e triax CU) PV	0.367	0.321	0.877	0.6	0
E (kg/cm ²)	1	carico su piastra	540	-	-	-	-

Tabella III

ALLUVIONI NATURALI

	n°sag.	esecuz.	media	dev.st.	c.var	max	min
γ_d (t/m ³)	37	cantiere	2.180	0.067	0.031	2.320	2.060
k_w (cm/s)	37	in sito	5.2E-3	1.2E-2	2.208	6.0E-2	4.0E-5
k_w (cm/s)	1	lab.PV	9.5E-8	-	-	-	-
Φ' (gradi)	1	PV (triax CU)	38	-	-	-	-
c' (kg/cm ²)	1	PV (triax CU)	0.3	-	-	-	-
E (kg/cm ²)	1	carico su piastra	400	-	-	-	-

Tabella IV

FILTRO SABBIOSO

	n° sag.	esecuz.	media	dev.st.	c.var	max	min
γ_d (t/m ³)	49	cantiere	1.735	0.071	0.041	1.881	1.625
K_w (cm/s)	17	in sito	2.78E-4	2.10E-4	0.755	7.50E-4	2.20E-5
k_w (cm/s)	4	lab.PV	8.93E-4	6.96E-4	0.780	1.90E-3	3.00E-4
D_r (%)	26	cantiere	85.6	8.4	0.098	98.4	72.1

Tabella V

FILTRO GHIAIOSO

	n° sag.	esecuz.	media	dev.st.	c.var	max	min
γ_d (t/m ³)	18	cantiere	1.809	0.052	0.029	1.883	1.688
K_w (cm/s)	4	in sito	1.28E-1	9.57E-3	0.075	1.40E-1	1.20E-1
k_w (cm/s)	4	lab.PV	1.21E-2	1.72E-3	0.142	1.40E-2	1.03E-2
D_r (%)	7	cantiere	90.7	4.9	0.054	98.9	83.7

Tabella VI

MATERIALE DA NUCLEO

	n° sag.	esecuz.	media	dev.st.	c.var	max	min
γ_d (t/m ³)	345	cantiere	1.784	0.022	0.012	1.852	1.718
w (%)	345	cantiere	16.6	0.6	0.035	19.7	14.5
γ_s (t/m ³)	12	lab.NA	2.700	0.001	0.001	2.702	2.698
γ (t/m ³)	12	lab.NA	2.036	0.048	0.024	2.102	1.924
e	345	calcolati	0.513	0.018	0.036	0.572	0.458
S	345	calcolati	0.872	0.032	0.037	0.998	0.739
LL (%)	69	cantiere	40.2	2.476	0.062	46.7	31.5
LP (%)	69	cantiere	20.665	1.733	0.084	25.3	13.0
w _{ott} (%)	69	cantiere	13.359	0.537	0.040	14.7	12.1
C _c	4	lab.PV	0.214	0.035	0.163	0.266	0.190
k _w (cm/s)	6	lab.PV e MI	1.2E-8	4.8E-9	0.393	1.9E-8	4.2E-9
Φ' (gradi)	4	lab.PV (triax CU)	25.5	1.3	0.1	27	24
c [*] (kg/cm ²)	4	lab.PV (triax CU)	0.20	0.10	0.50	0.25	0.05

Tabella VII

In merito ai controlli di accettazione sull'elemento di tenuta della diga, va osservata l'elevata frequenza, a causa del delicato ruolo che esso riveste. Sulla base del gran numero di prove geotecniche è stata realizzata un'analisi statistica più raffinata, indagando sulla omogeneità longitudinale del nucleo (cioè confrontare una serie di gaussiane relative alle sezioni) e su quella per strati (Giannuzzi, 1999).

Nella Fig. 5.4 sono confrontate le gaussiane di varie sezioni relativamente alla densità secca γ_d : il coefficiente di variazione della gaussiana globale è

addirittura 1 % e tutte le campane sono estremamente simili e vicine. Il grafico successivo (Fig. 5.5) è analogo ma riguarda il contenuto in acqua w : il rapporto scarto/media è pur sempre basso (3%) ma si nota comunque qualche piccola differenza per le diverse curve, non tanto nella forma quanto nel valore medio; le Figg. 5.6-7 riguardanti l'indice dei vuoti e il grado di saturazione non fanno che confermare l'omogeneità del nucleo rispetto alle grandezze prese in esame. Si deve notare che i risultati relativi all'indice dei vuoti non fanno altro che ribadire quelli già evidenziati nell'analisi del peso di volume secco γ_d , le due grandezze sono infatti correlate tra loro linearmente mediante il peso specifico dei granuli γ_s che presenta valori pressoché costanti (pari a 2.7t/m^3) con coefficiente di variazione dello 0.1%.

Si suddividono ora i dati in strati da circa 4 m (spessore che evita un forte sovraffollamento di curve e contemporaneamente garantisce gruppi di dati numericamente consistenti): i grafici eseguiti riguardano i parametri γ_d , w , e ed S_r (questi ultimi due ricavati imponendo quel γ_s costante prima trovato). Si nota subito (Figg. 5.8-10) che le gaussiane per strati si discostano da quella globale in modo maggiore rispetto alle gaussiane per sezioni, riflettendo appunto le modalità costruttive. Le differenze sono comunque sempre modeste a testimonianza di una buona omogeneità per strati del materiale da nucleo. È però opportuno porre attenzione alle pur piccole oscillazioni del grado di saturazione (Fig. 5.11): infatti, come si vedrà successivamente, modeste variazioni di S_r a parità di suzione iniziale non sono affatto trascurabili nella risposta del modello, così anche un rapporto scarto/medio del 3.7% (basso) si traduce in un intervallo 0.84-0.90 di S_r relativamente ampio.

Anche qui, come nella suddivisione per sezioni, si nota una maggiore discordanza fra le gaussiane relative a w rispetto a quelle associate all'indice dei vuoti. Poiché quest'ultimo rappresenta la porosità dello scheletro solido, la quale è regolata dalle modalità di costipamento (almeno per quanto riguarda le macroporosità), mentre w è condizionato dalle modalità di essiccamento del materiale di cava (ricordiamo infatti che prima della posa in opera dovevano essere persi circa 4 punti percentuali), si potrebbe pensare che le tecniche di addensamento siano state più precise di quelle di correzione igrometrica, in

quanto conseguono una maggiore omogeneità nel parametro associato. In realtà una spiegazione più valida si può dare guardando le gaussiane per strati relative a w_{ott} : confrontandole con quelle di w si può notare, per ogni strato (Fig. 5.12), una certa somiglianza nella posizione relativa rispetto alla gaussiana globale; ciò significa che le gaussiane per strati di w sono così disperse fra loro perché lo sono quelle corrispondenti di w_{ott} , infatti la correzione igrometrica deve seguire le prescrizioni progettuali le quali, in questo caso, hanno come punto di partenza proprio w_{ott} .

Sempre con l'intento di avere una conoscenza ancor più approfondita, sono state prodotte e messe a confronto (Fig. 5.13) anche le gaussiane dei limiti di Atterberg, del w_{ott} di costipamento (tratto dalle prove Proctor modificato) e dei contenuti in acqua, relativamente ai campioni per i quali erano prescritti questi ulteriori controlli d'accettazione. Si nota che le campane dei limiti di liquidità LL e plasticità LP sono relativamente ampie considerando che è materiale proveniente sempre da una stessa cava. Gli scostamenti sono probabilmente connessi alle variazioni granulometriche comunque presenti e alle incertezze delle determinazioni sperimentali di queste grandezze. Ciò invece si constata non riflettersi sui w_{ott} .

È evidente anche come nella posa in opera si sia preferito stare sul ramo “wet” della curva di costipamento (cioè compattare l'argilla con un contenuto in acqua w superiore al w_{ott}), scelta che pur richiedendo un maggior dispendio energetico risulta più cautelativa nei riguardi del fenomeno della fessurazione del nucleo per essiccamento. Non si può escludere che la scelta sia connessa anche a una riduzione dei tempi di costruzione (minor tempo di attesa per l'aerazione dell'argilla).

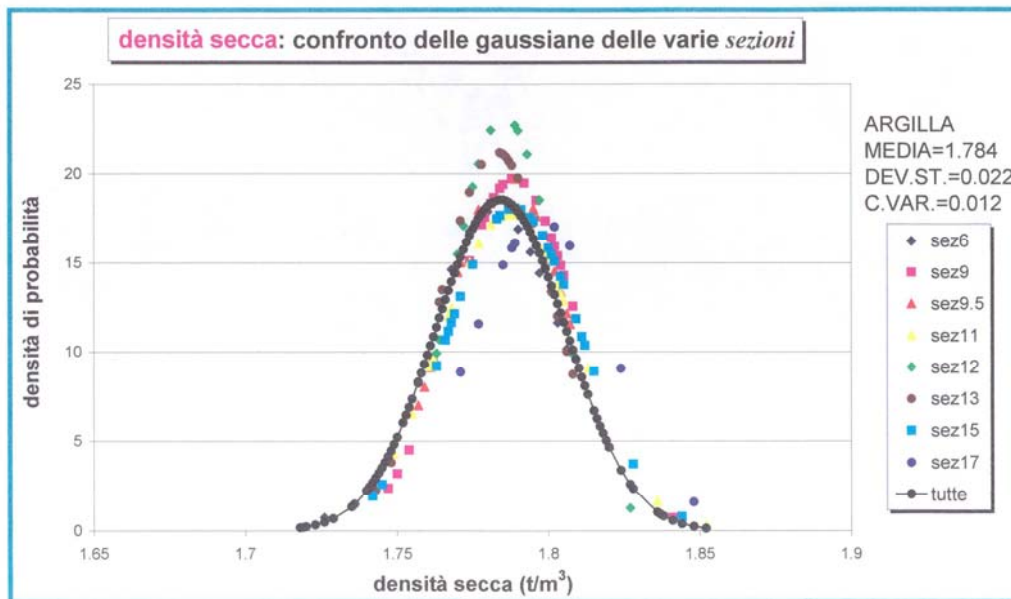


Fig. 5.4 (da G. Giannuzzi, 1999)

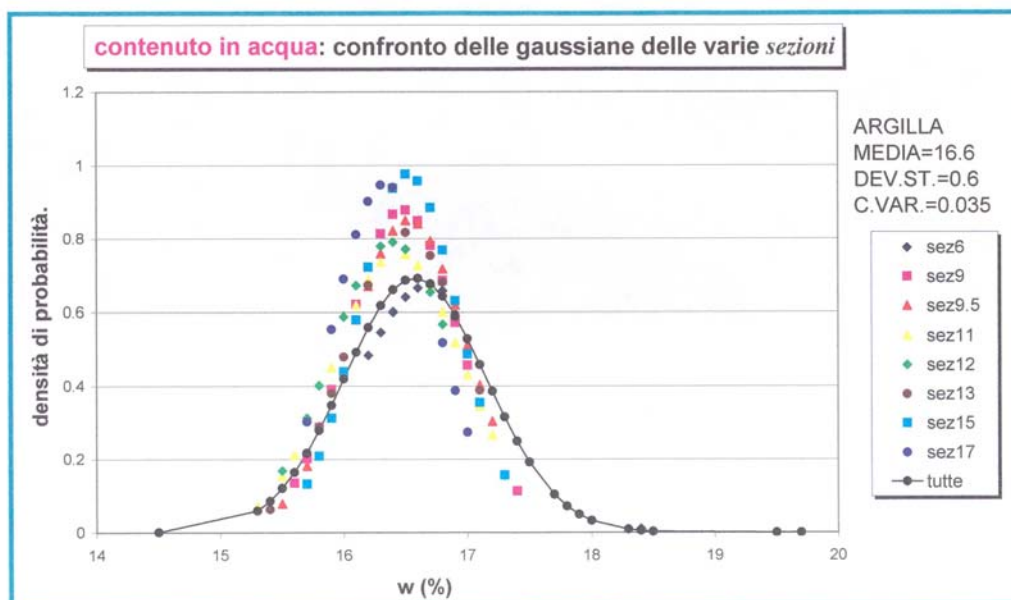


Fig. 5.5 (da G. Giannuzzi, 1999)

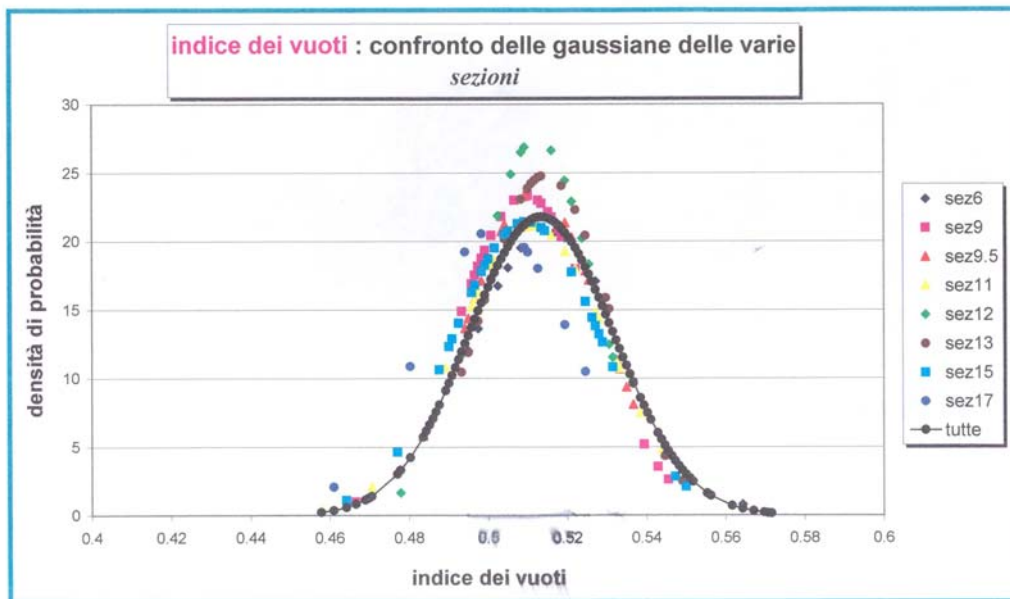


Fig. 5.6 (da G. Giannuzzi, 1999)

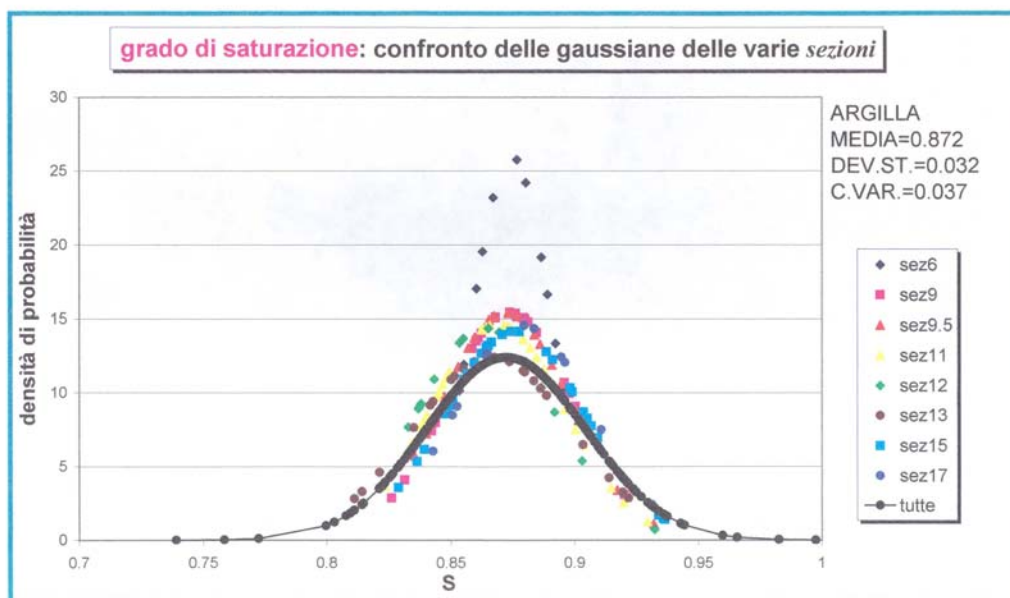


Fig. 5.7 (da G. Giannuzzi, 1999)

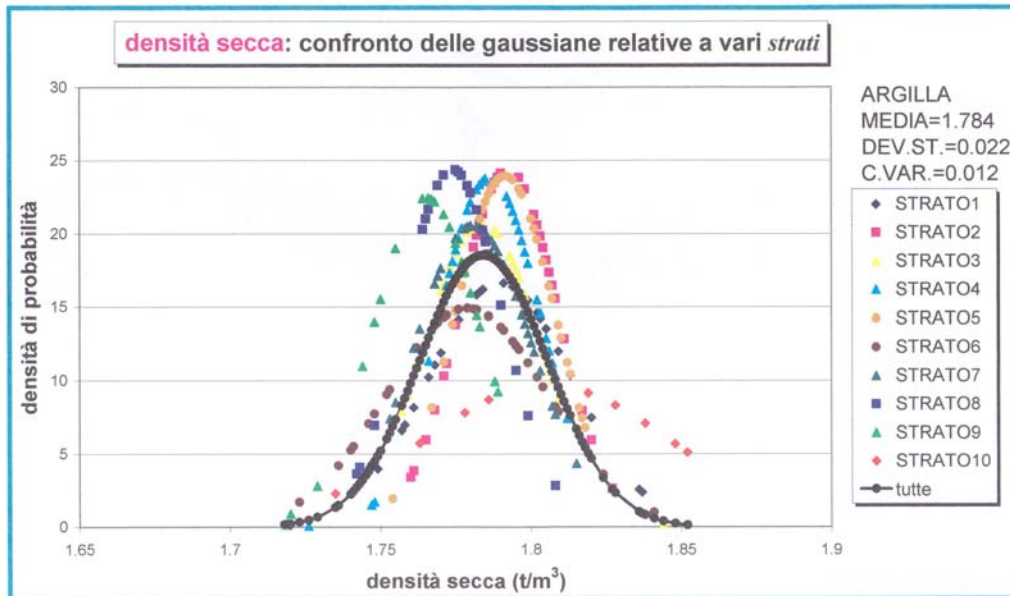


Fig. 5.8 (da G. Giannuzzi, 1999)

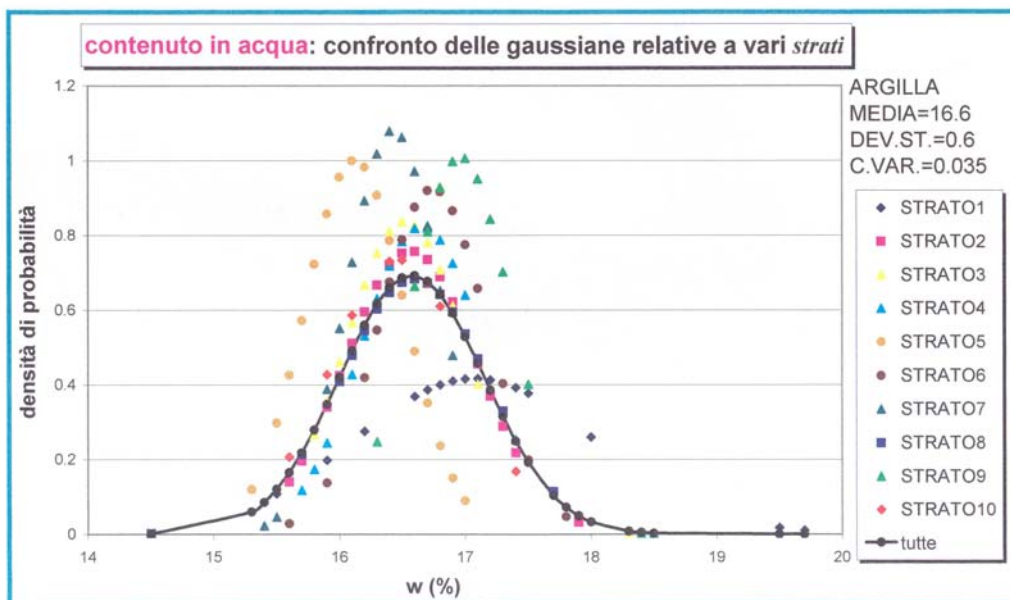


Fig. 5.9 (da G. Giannuzzi, 1999)

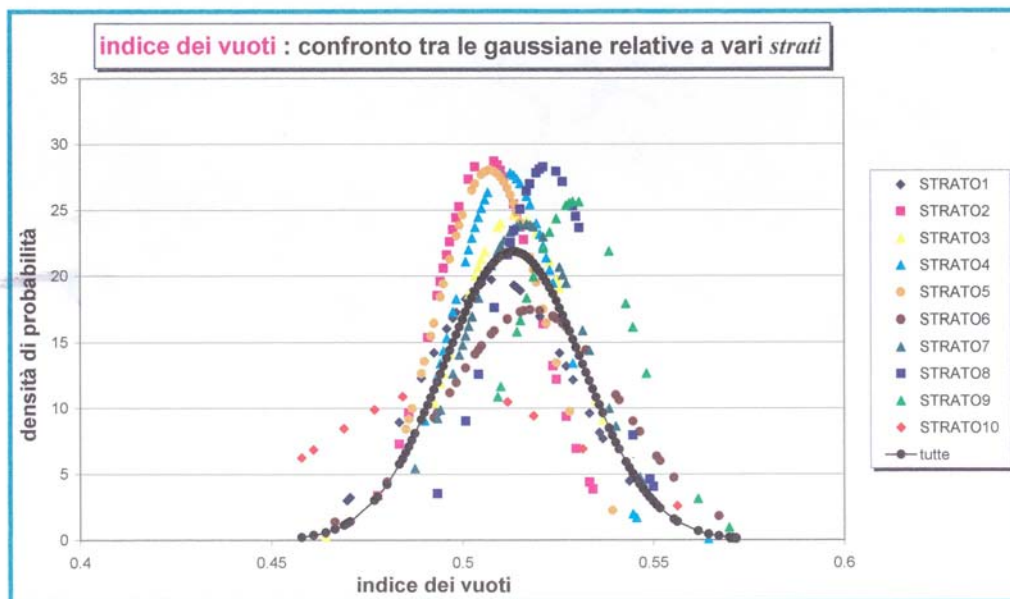


Fig. 5.10 (da G. Giannuzzi, 1999)

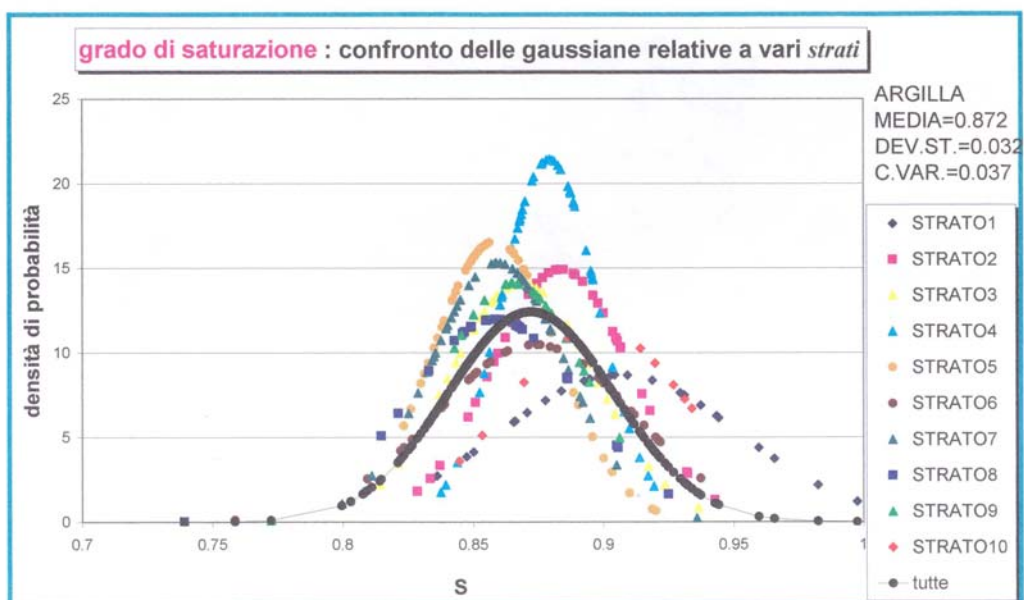


Fig. 5.11 (da G. Giannuzzi, 1999)

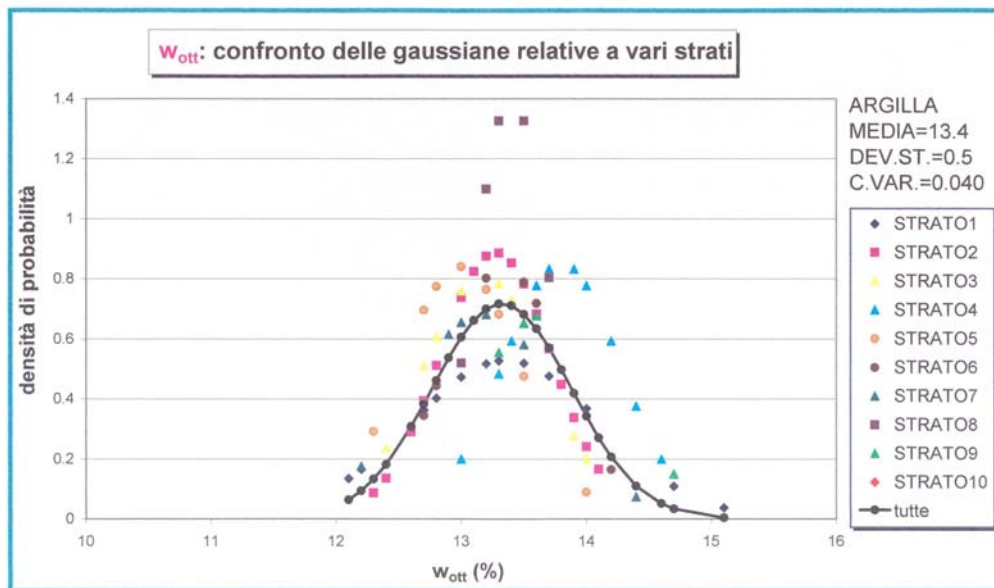


Fig. 5.12 (da G. Giannuzzi, 1999)

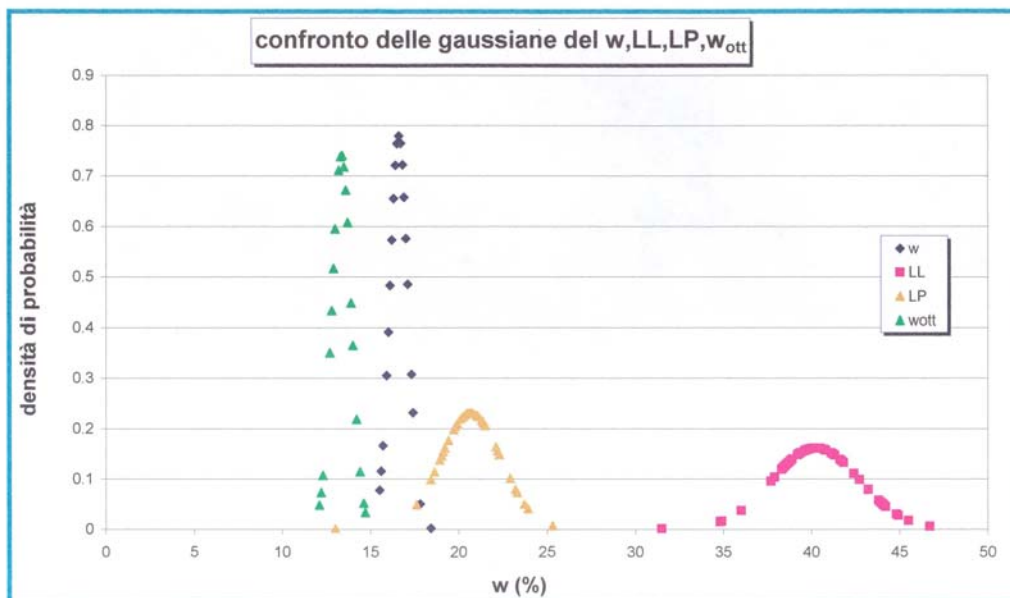


Fig. 5.13 (da G. Giannuzzi, 1999)

5.3 Analisi interpretativa dei dati di monitoraggio

5.3.1 Misure assestimentriche

Le misure di seguito illustrate sono riferite alla sez.11 e alla sez.15 nelle quali sono state installate 4 colonne assestimentriche, tutte nella porzione di diga che è destinata a non avere un contatto diretto con l'acqua del serbatoio, per esigenze di lettura anche in fase di esercizio. La Fig. 5.14 mostra l'ubicazione delle verticali assestimentriche AP1-2-3-4 per le sez.11 e 15.

La prima (AP1) è quasi totalmente infissa nel materiale da nucleo (nella parte più superficiale infatti il coronamento è costituito da rockfill di protezione) e non è precisamente posizionata in asse diga, ma leggermente spostata verso valle; la seconda (AP2), che interseca la banchina a quota 249 m s.l.m., è completamente nel rinfiango e attraversa in ordine il rockfill calcareo, un piccolo spessore di alluvioni selezionate, le alluvioni naturali e conclude nel sottile strato ghiaioso che costituisce il dreno orizzontale; la terza (AP3) e la quarta (AP4) che intersecano rispettivamente la banchina a quota 249 m s.l.m. e 229 m s.l.m., misurano i cedimenti solamente del rockfill calcareo (con l'eccezione, per la terza, del breve tratto finale ghiaioso visto prima).

Ogni colonna è costituita da un certo numero di elementi i quali rendono conto del cedimento che si manifesta rispetto alla loro quota iniziale di installazione; ciascun elemento è sostanzialmente solidale alla porzione di terreno immediatamente circostante (tramite delle piccole ali che spiccano dalla colonna tubolare telescopica) e quindi ne riporta i medesimi assestimenti; nell'esecuzione del monitoraggio viene calata all'interno del tubo una particolare sonda, la quale percepisce l'incontro con gli elementi e ne rileva la quota assoluta corrente che, per differenza con quella iniziale di riferimento, permette di misurare lo spostamento verificatosi. Inoltre le differenze tra le posizioni dei diversi elementi forniscono una valutazione (indipendente dal riferimento) degli accorciamenti degli strati compresi tra gli elementi.

Una corretta procedura di installazione del generico elemento assestimentrico dovrebbe prevedere l'installazione dell'elemento in prossimità della quota raggiunta durante la costruzione, e la “lettura di zero” dovrebbe essere eseguita

prima della posa in opera di nuovi strati. In questo modo lo strumento è in grado di cogliere in modo completo i processi di deformazione del rilevato. Se inoltre si ritiene che nel materiale utilizzato per la costruzione della diga possano aver sede significativi fenomeni di consolidazione, è allora opportuno che l'installazione degli elementi e le relative letture di zero siano eseguite con la massima celerità possibile rispetto alle fasi di costruzione della diga.

I dati a disposizione relativi alla strumentazione installata nel corso della costruzione della diga di Bilancino sembrerebbero mostrare alcuni casi di installazione (o di lettura di zero) contemporanea di più elementi a diverse quote (alcune delle quali lontane dalla quota raggiunta dal rilevato). Per quanto detto precedentemente, in questi casi gli elementi posti a maggior distanza dalla quota raggiunta dal rilevato potrebbero aver perso alcune informazioni del processo di deformazione indotto dalla costruzione, fornendo misure non perfettamente omogenee con quelle di altri elementi installati e letti più rapidamente. Per questi motivi si è preferito eliminare i dati relativi a questo tipo di elementi.

Vengono di seguito esaminate le informazioni più immediate desumibili dai grafici, premettendo che le sez. 11 e 15 si differenziano non tanto nella forma, quanto nella altezza totale del rilevato: la sez. 11 ha, limitatamente ai rinfianchi, 3-5 m in meno di spessore (che ovviamente mancano nella parte inferiore), mentre il nucleo, essendo stato approfondito al di sotto della quota di fondazione del resto della diga, presenta all'incirca la stessa altezza che si ha nella sez. 15.

La Fig. 5.15, mostra, l'evoluzione della quota del rilevato e della quota di invaso nel tempo, per le verticali assestometriche, indicando, inoltre, i riferimenti temporali presi per le successive rappresentazioni delle curve assestometriche durante le fasi di costruzione e di successivo invaso.

Misure assestometriche in fase di costruzione

Sezione 11

La Fig. 5.16 mostra i cedimenti misurati lungo la verticale **AP1** (quella infissa fondamentalmente nel nucleo), i cedimenti massimi sono dell'ordine di 60 cm a quota 241.29 m s.l.m., si nota che il vertice della parabola tende a posizionarsi al di sopra della semialtezza del rilevato costruito corrente mostrando una maggiore

deformabilità degli strati superiori. Ciò può essere spiegato non solo come una perdita di confinamento laterale che può verificarsi nella parte superiore del nucleo ma anche tenendo presente che il materiale da nucleo è stato posto in opera con diverso grado di saturazione.

L'incremento di cedimento massimo, circa 22 cm tra l'isocrona c3 e c4, si riscontra nella fase di realizzazione degli ultimi 15 m di rilevato

La verticale AP2 (Fig. 5.17) presenta un assestamento massimo a fine costruzione minore delle AP1, circa 18 cm, sia perché il materiale attraversato è più rigido (rockfill e alluvioni) sia perché è più piccolo lo spessore totale monitorato.

I cedimenti delle colonne AP3 e AP4 sono, come atteso, di entità molto modesta.

Sezione 15

Per la sezione 15 è possibile estendere i commenti relativi alla sezione 11. La Fig. 5.18 mostra i cedimenti misurati per la verticale **AP1**; il cedimento massimo (circa 58 cm) anche in questo caso è dello stesso ordine di grandezza del cedimento massimo misurato nella sezione 11. In merito alla forma delle curve, si nota un sostanziale accordo con le analoghe della sezione 11.

Per quanto riguarda la verticale AP2 (Fig. 5.19), il cedimento massimo è circa 20 cm, in sostanziale accordo con quanto misurato per la sezione 11.

Misure assestimentriche durante le fasi di invaso

Sezione 11

Le fasi di invaso sperimentale della diga di Bilancino (Fig. 5.15) iniziano nell'agosto 1998 quando un graduale invaso della diga alternato a brevi fasi di svaso porta al raggiungimento della quota massima di invaso (252 m s.l.m.) nel gennaio 2001.

In Figg. 5.20-21 vengono riportate le curve assestimentriche relative alla fase di invaso per la verticale AP1 e AP2. i riferimenti temporali presi sono quelli relativi a fine costruzione e dicembre 2002. Per la verticale **AP1** si nota un

modesto incremento di cedimenti di circa 6 cm, mentre per la verticale **AP2** l'incremento di cedimenti è modestissimo.

Sezione 15

Le Figg. 5.22-23 riportano i profili dei cedimenti durante le fasi di invaso per le colonne assestometriche **AP1** e **AP2**. in questo caso le misure indicano un incrementi di cedimento massimo dello stesso ordine di grandezza di quelli misurati nella sezione 11.

5.3.2 Misure di pressioni interstiziali

Nella Fig. 5.24 vengono rappresentate le posizioni all'interno delle sezioni 11 e 15 delle celle piezometriche a corda vibrante, caratterizzate da un basso tempo di risposta; quando $\Delta u < 0$ lo strumento non reagisce, si comporta come se rilevasse una pressione nulla e quindi trasmette come dato la coincidenza fra quota piezometrica e quota geodetica di installazione.

Lo schema di disposizione progettato consente di controllare alcuni fenomeni: si possono infatti monitorare le pressioni interstiziali nel nucleo a varie quote (le Δu , indotte possono essere pericolose nei riguardi della stabilità dei paramenti qualora i cerchi di scorrimento si sviluppino in parte nel materiale da nucleo, dotato di bassa resistenza al taglio) eventualmente per rallentare le fasi costruttive e permettere la consolidazione; si possono controllare le transizioni, soprattutto la parte costituita dalle alluvioni naturali, caratterizzata da una permeabilità che potrebbe essere condizionata dalla non trascurabile frazione coesiva; anche le fondazioni della parte di valle e i dreni sono strumentati, per avere un'idea dei fenomeni di filtrazione e della capacità di isolamento idraulico del nucleo e dello schermo iniettato (questo monitoraggio è coadiuvato dalle misure di portata agli stramazzi nei cunicoli di raccolta drenaggi); non destano invece preoccupazione le zone in rockfill, caratterizzate da elevata permeabilità e quindi da semplicità di calcolo e previsione delle pressioni interstiziali.

Come al solito si è puntata l'attenzione sulle sezioni 11 e 15, che fra l'altro possiedono un gran numero di celle piezometriche (qualcuna dichiarata non più funzionante). La disamina dell'andamento delle quote piezometriche nel tempo,

durante la costruzione e le successive fasi di invaso, viene condotta suddividendo in gruppi le celle a corda vibrante di ogni sezione: 1) terreno di fondazione, 2) rinfianco di monte, 3) nucleo, 4) rinfianco di valle.

Terreno di fondazione

Come mostrato dalle Figg. 5.25-28, durante la fase costruttiva e le successive fasi di invaso, le celle registrano i livelli di falda, che possono essere reputati dipendenti principalmente dai livelli del fiume Sieve deviato o (successivamente) del livello di invaso. Ben evidente è la forma simile che assumono le curve delle quote piezometriche in corrispondenza degli invasi e svasi.

L'efficacia dello schermo di iniezione, che provoca una consistente perdita di carico, è provata dalla differenza di quota piezometrica con l'invaso: il piezometro caratterizzato dalla maggiore risalita non raggiunge la quota di 233 m s.l.m., mentre l'invaso oscilla attorno ai 250 m s.l.s.. Tale riduzione sembra essere, però, meno marcata per i piezometri installati nel terreno di fondazione in corrispondenza della sezione 15

Rinfianco di monte

Dalla Figg. 5.29-30 si constata in entrambe le sezioni, grazie alla sufficientemente alta permeabilità, un andamento temporale indipendente dalle fasi costruttive, ma pedissequamente vincolato alle variazioni dei livelli di falda o del livello di invaso.

Nucleo

Nelle Figg. 5.31-37 sono riportati gli andamenti temporali delle quote piezometriche in alcuni punti del nucleo, rispettivamente nelle sezioni 11 e 15. In questi e nei successivi grafici vengono sempre specificate le quote del rilevato raggiunte nelle diverse fasi costruttive e le variazioni del livello di invaso, dal momento che tali due fenomeni intervengono nella determinazione fisica delle pressioni interstiziali (a volte non è però trascurabile la presenza e la quota della falda).

Rammentando lo schema di posizionamento dei dispositivi nelle sezioni 11 e 15, si deve notare che alcune celle piezometriche registrano pressioni interstiziali positive fin dall'inizio della costruzione, cioè non appena la terra che le avvolge percepisce un carico in tensioni totali. Tale fatto è sintomo di completa saturazione per quella zona di terra, altrimenti caratterizzata da pressioni negative che avrebbero indotto il relativo dispositivo a continuare a segnare la quota geodetica di installazione. Qualora si fossero riscontrate pressioni interstiziali positive solamente su un esiguo numero di celle, si sarebbe potuta ritenere responsabile di tale effetto una saturazione locale, ma la diffusione di questa risposta subitanea delle celle porterebbe, per motivi di probabilità, ad escludere la particolarità puntuale della situazione, giudicando ragionevole immaginare relativamente vaste le zone di terra satura. Non casualmente nella caratterizzazione geotecnica, affrontata precedentemente, si è osservato che allo strato 1 (spesso 4 m) compete un grado di saturazione medio più alto di tutti, con campioni anche praticamente saturi; cui fanno eco, con le subitane misurazioni di pressioni interstiziali positive, tutte le celle piezometriche appartenenti a tale strato (11P8, 11P9, 11P16, 11P17, 11P18, 15P16, 15P17, 15P18) come mostrato dalle Figg. 5.31-33. Una spiegazione alla esistenza di queste porzioni di terra satura potrebbe anche essere l'evoluzione del livello del fiume Sieve (deviato attraverso lo scarico di fondo) durante i lavori. Infatti, tramite la cella 15P20 Fig. 5.30) posizionata fuori dal nucleo, si può arguire che in fase costruttiva la quota dell'acquifero parte da circa 222 m, oscillando poi per vari anni intorno a quota 223.5 m; le celle prima menzionate sono state installate a quota leggermente inferiore o uguale a 222 m, è plausibile che abbiano subito un effetto di saturazione causato dalla falda generata dalla Sieve. Infine esistono anche celle che presentano un andamento iniziale costante pari alla propria quota di installazione e poi registrano pressioni interstiziali positive, a causa del raggiungimento della completa saturazione per compressione: per es. le celle 11P22 e 11P23. A questo insieme appartengono pure la 15P24 e la 15P25, le quali, pur essendo praticamente alla stessa quota, raggiungono la saturazione con una differenza temporale di circa 2 anni, probabilmente a causa di un diverso grado di saturazione iniziale legato a motivi locali.

A tale proposito risultano esplicative le Figg. 5.38-43 nelle quali viene diagrammato il rapporto tra la pressione interstiziale misurata dallo strumento e la tensione totale agente sullo strumento (r_u) in funzione della tensione totale. Valori elevati di r_u compresi tra 0,4 e 0,5 indicano un eccessivo incremento di pressioni interstiziali dovuto all'applicazione del carico applicato segno evidente di un grado di saturazione elevato o prossimo all'unità. In particolare la Fig. 5.39 sembra confermare quanto detto, si nota inoltre che l'incremento delle pressioni interstiziali nei piezometri 11P8 e 11P9 (posizionati alla base del nucleo all'interno di uno strato di argilla plastica) risulta modesto e ciò può essere spiegato (come osservato precedentemente) dalla presenza di una falda nel terreno di fondazione che oscilla intorno a quota 223,5 m s.l.m. (quota del fiume Sieve).

Generalmente sono poi osservabili le fasi di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali durante le pause costruttive: si nota come le variazioni del livello di invaso nel periodo che va dal 1994 al 1998, non destino immediate reazioni, a causa della bassa permeabilità, ma ostacolano e ritardano la consolidazione. In particolare favoriscono l'innalzamento della quota piezometrica presso la cella 11P23, che si era mantenuta per quasi tutta la durata dei lavori pari a quella geodetica; per le celle 11P 18 e 15P18 risulta minore l'effetto di questi periodici invasi e svasi, essendo situate vicine al filtro di valle.

A partire dal 1998 il livello di invaso registra quote sempre maggiori fino a raggiungimento della quota di massimo invaso nel gennaio 2001. Tali significative variazioni del livello di invaso vengono registrate dai piezometri all'interno del nucleo. In particolare, come atteso, i piezometri più vicini al contorno di monte del nucleo sembrano risentirne maggiormente. Utili indicazioni ci vengono fornite anche dalla possibilità di un confronto tra i piezometri posizionati alla stessa quota in sezioni diverse. Le Fig. 5.32-33 mostrano una differente risposta delle celle 11P16 e 15P16, poiché la cella 15P16 risente le fasi di invaso successive al 1998 con maggiore prontezza ma anche con significative variazioni delle pressioni interstiziali e ciò non sembra giustificabile con una differente quota di installazione dei due strumenti di circa 1 m, ma con una eventuale connessione idraulica dello strumento. Infine sembrerebbe anomalo l'andamento sempre della cella 15P17 che non risente delle variazioni del livello

di invaso a causa di fattori locali (cella posizionata a ridosso del cunicolo di ispezione).

Altre celle piezometriche del nucleo, poste in opera nella parte superiore della struttura di tenuta, mostrano invece un andamento costante (pari alla propria quota geodetica) durante la costruzione della diga (P31, P32, P33, P35 nella sezione 11; P30, P32 nella sezione 15), rivelando in tale zona un'argilla ancora non satura. Tuttavia, in fase di invaso, le celle P31, P32, P33 della sezione 11 e la cella P30 della sezione 15, mostrano un incremento delle pressioni interstiziali superiore a quello registrato dagli strumenti posti a quota inferiore, misurando, in particolare per lo strumento 11P31 valori prossimi a quelli del livello di invaso. E' possibile che la zona di materiale nella quale si trovano questi strumenti sia caratterizzato da una permeabilità più elevata del resto del nucleo.

Valle

Riferendosi alle Figg. 5.44-46, come era lecito aspettarsi, si nota che le celle piezometriche mostrano un comportamento praticamente indipendente non solo nelle fasi costruttive ma anche dai livelli di invaso, confermando così l'efficacia del nucleo e dei dreni.

Infine le celle 11P12, 11P10, 15P12 e 15P10 sembrano mostrano un comportamento anomalo attribuibile probabilmente a malfunzionamento degli strumenti.

5.3.3 Misure delle celle di carico

La Tabella VIII mostra un prospetto sintetico del numero di celle di pressione installate all'interno del corpo diga. Come noto si tratta di strumenti particolarmente soggetti a malfunzionamenti. Le poche misure che rimangono spesso non permettono di ricostruire un quadro complessivo delle distribuzioni di tensione verticale totale nel corpo diga che può essere anche molto discontinuo risentendo fortemente di effetti locali quali la presenza nota o occasionale di elementi di differente rigidità. La Fig. 5.47 indica l'ubicazione degli strumenti all'interno del corpo diga nelle sezioni 11 e 15.

Sezione 11

In Fig. 5.48, vengono diagrammati i valori di tensione verticale totale misurati nelle celle installate alla base del nucleo nella sezioni 11 in funzione della quota di rilevato e di invaso. La Fig. 5.50 mostra invece la relazione tra la tensione verticale totale misurata dallo strumento e il peso del materiale sovrastante (*overburden pressure*). Come atteso, i valori misurati, indicano che in fase costruttiva si è manifestato uno scarico tensionale (effetto arco) dal nucleo (meno rigido) ai rinfianchi (più rigidi).

Le Fig. 5.48 e Fig. 5.50 evidenziano la concentrazione di sforzo presente sulla sommità del cunicolo, dove la tensione verticale (cella C11 supera il peso del materiale sovrastante. Le misure delle altre celle mostrano una crescita della tensione verticale approssimativamente lineare con la crescita di altezza del rilevato, con valori che, come atteso, risultano inferiori a quelli del peso di materiale sovrastante.

Solo nella realizzazione della parte più alta del corpo diga (ultimi 5 ÷ 10 m del rilevato) sembrano manifestarsi comportamenti ad arco di un qualche valore, come segnalato dalla riduzione finale delle tensioni verticali (Fig. 5.50)

Sezione 15

Per le misure effettuate nella sezione 15 (Fig. 5.49, Fig. 5.51) possono svolgersi le medesime considerazione espresse per la sezione 11.

5.3.4 Perdite

La Fig. 5.52 mostra, con riferimento al periodo temporale che va da giugno 1996 a dicembre 2002, le portate filtranti totali misurate, unitamente all'evoluzione delle quote di invaso. Si osserva che dopo un iniziale picco misurato in corrispondenza di alcune variazioni iniziali del livello di invaso contenute peraltro al di sotto della quota di avandiga, si sono registrati dei picchi

di intensità media simile ma in corrispondenza di livelli di invaso sempre crescenti. Ciò indicherebbe una progressiva impermeabilizzazione dello sbarramento realizzato.

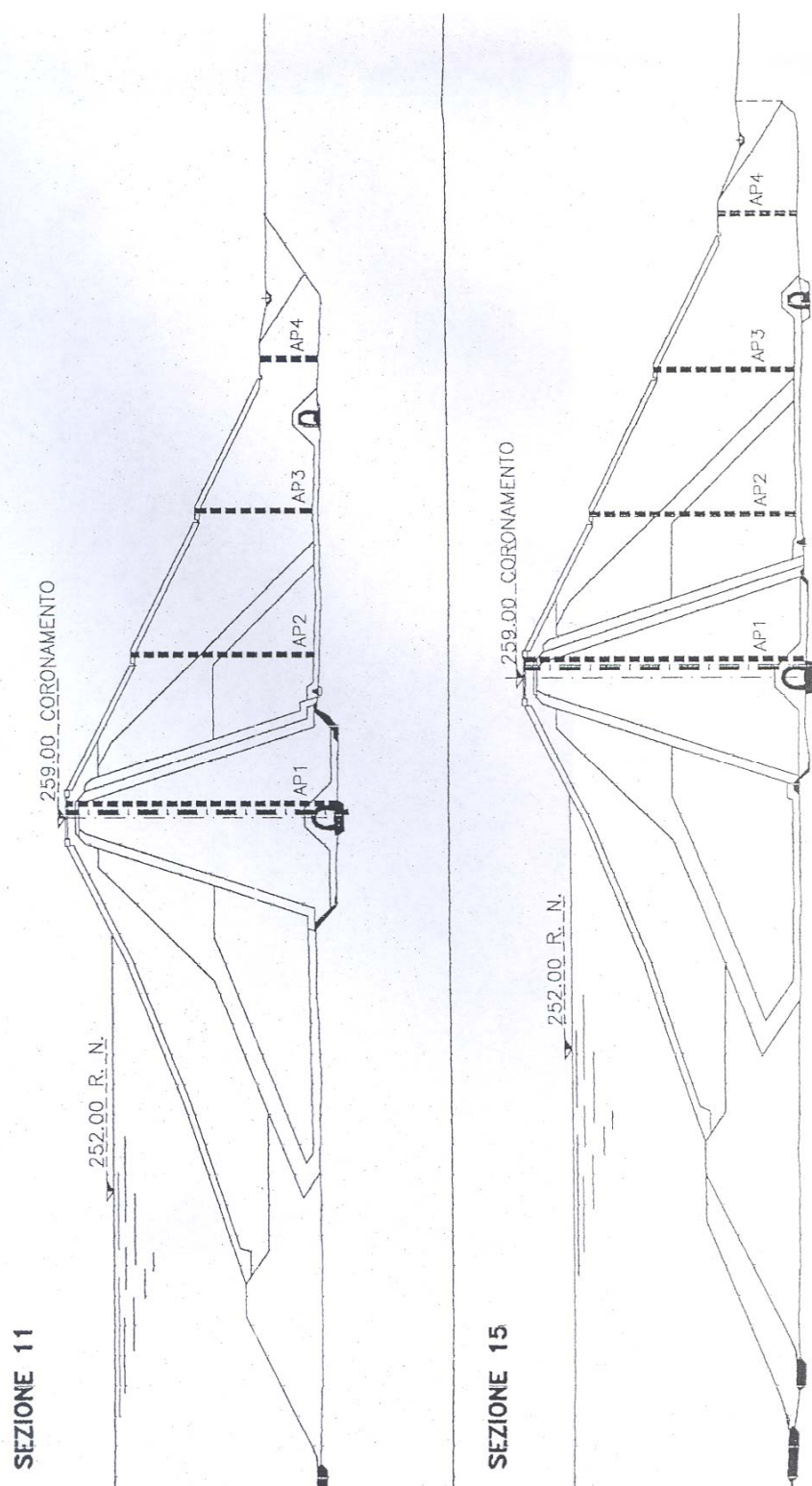


Fig. 5.14 Diga di Bilancino: ubicazione delle verticali assestimentriche installate nella sez. 11 e 15

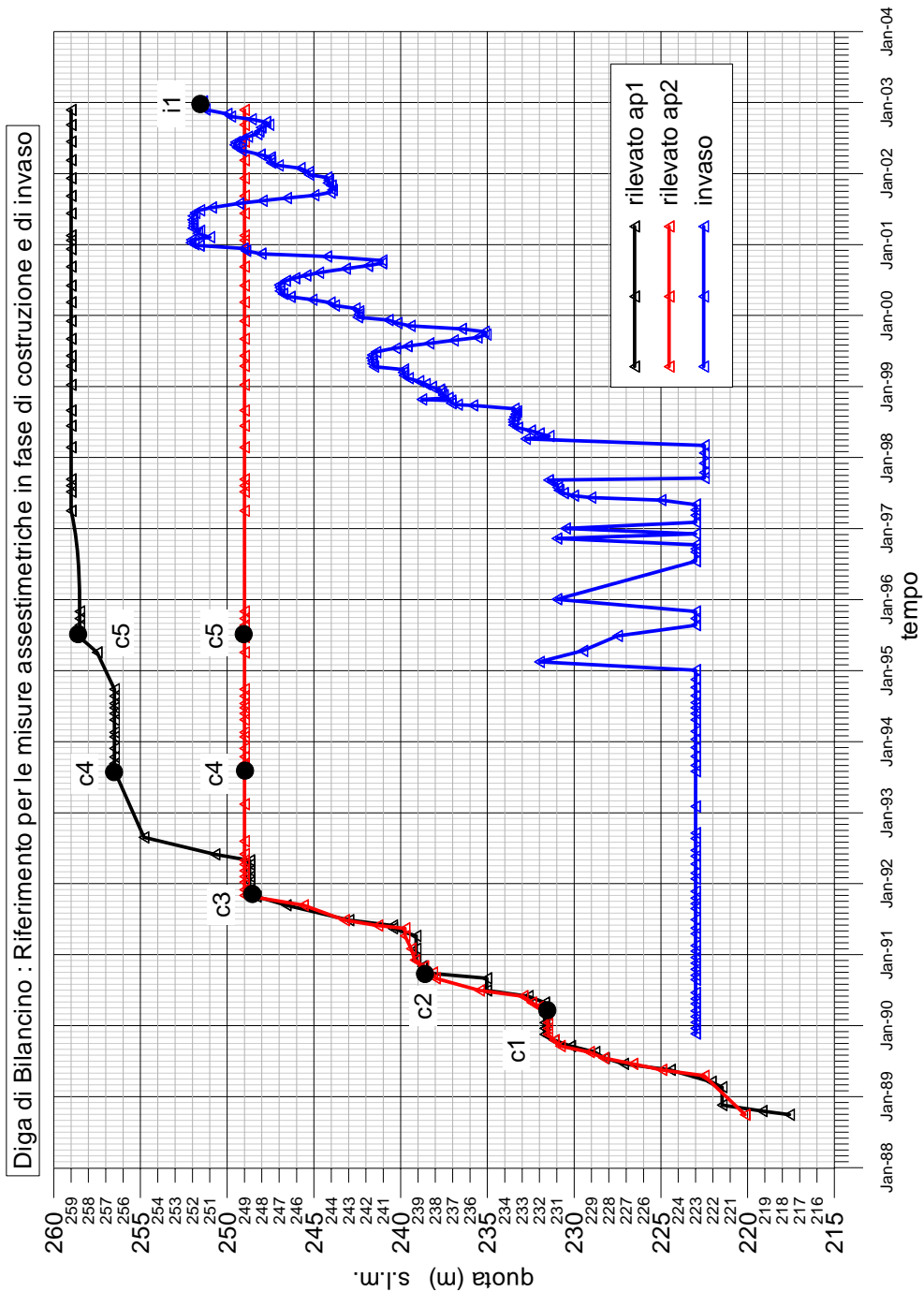


Fig. 5.15

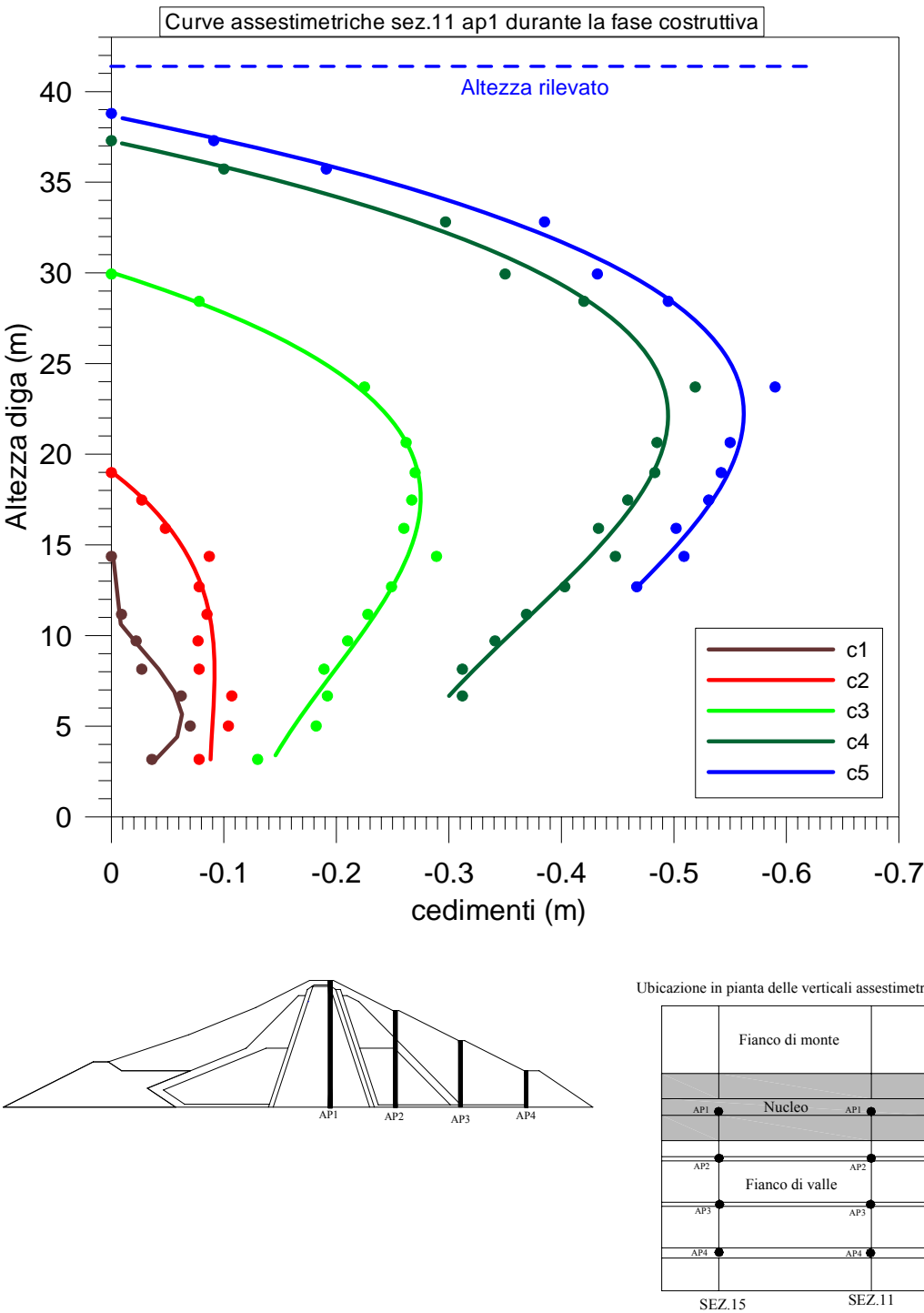


Fig. 5.16

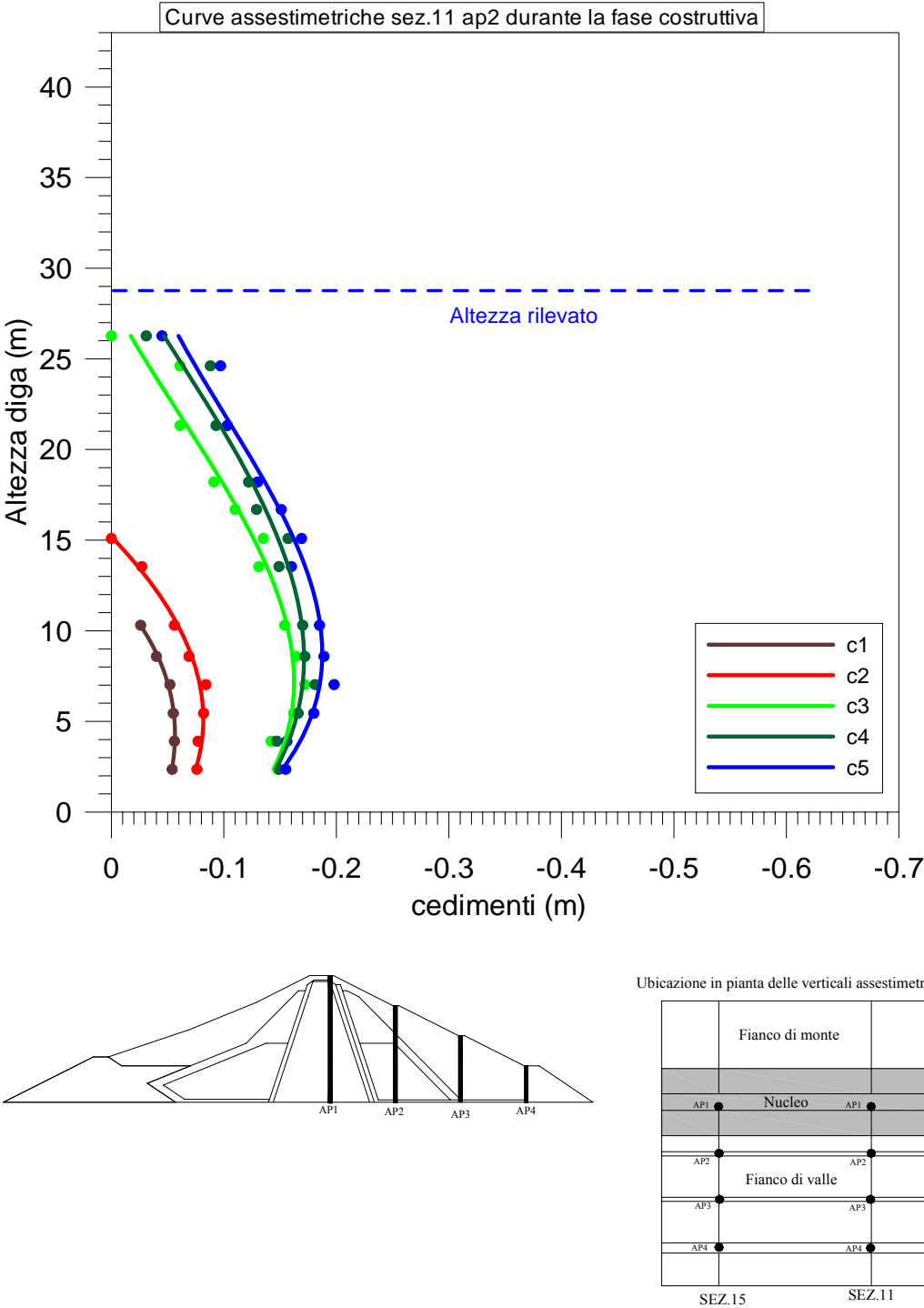


Fig. 5.17

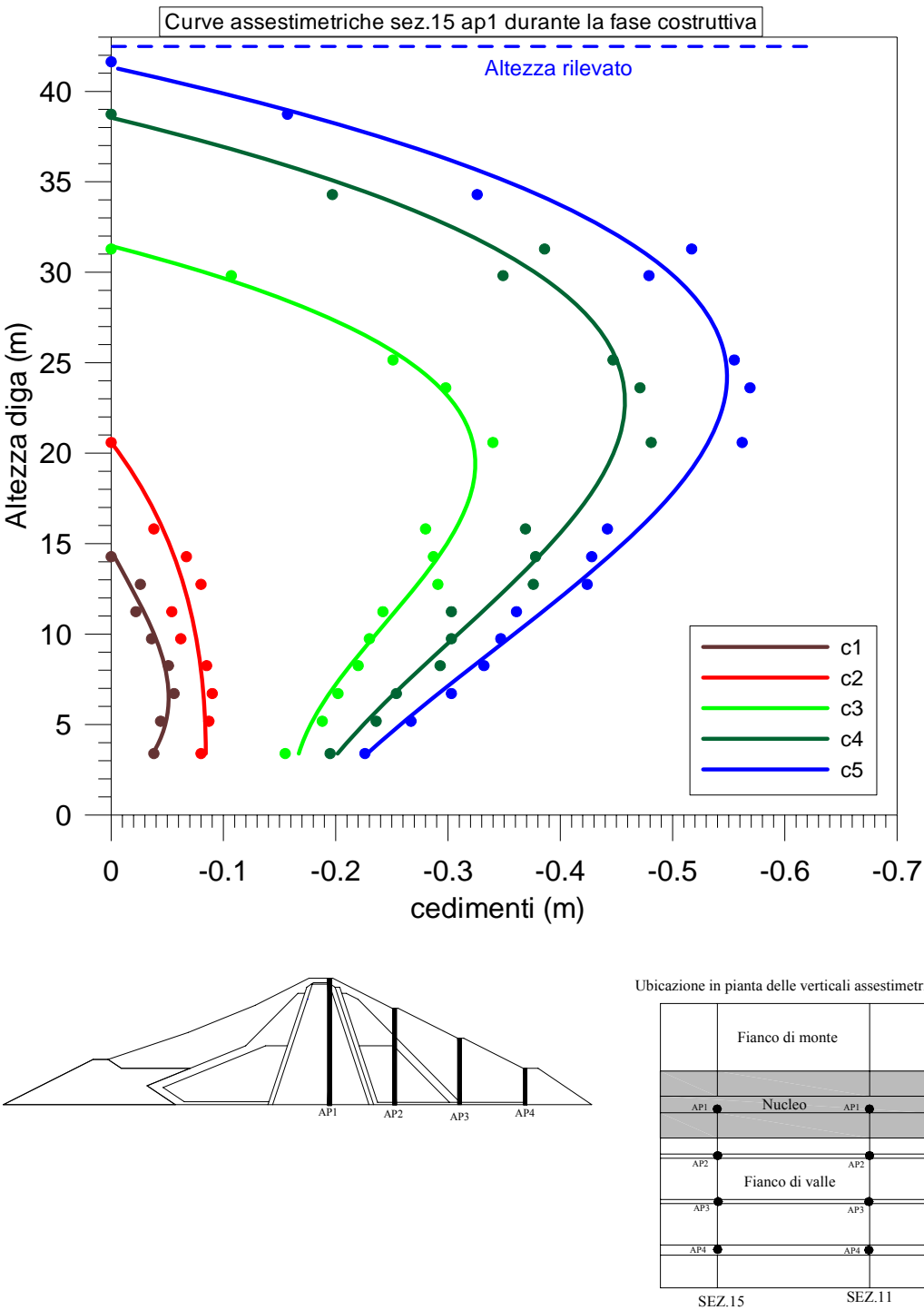


Fig. 5.18

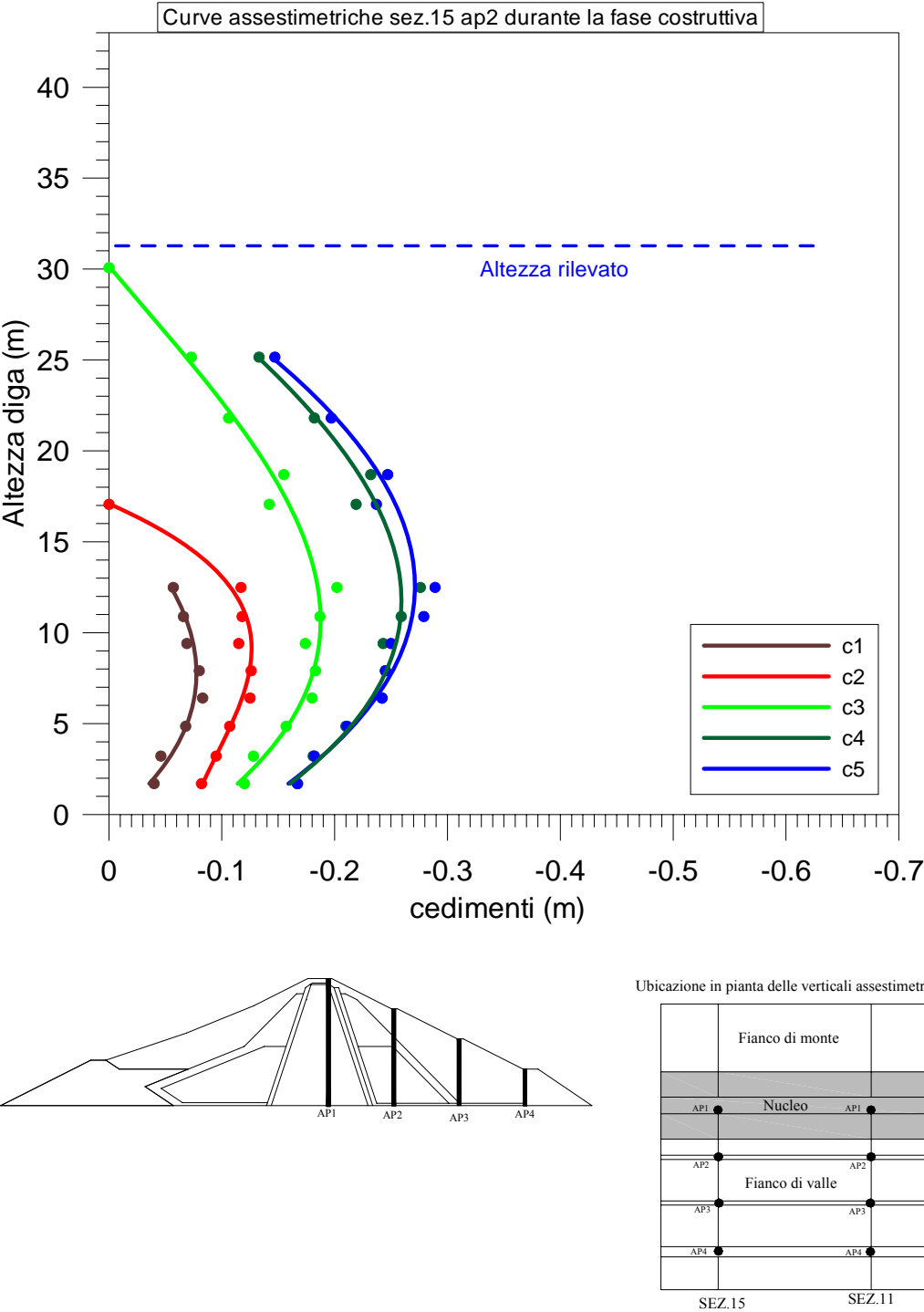
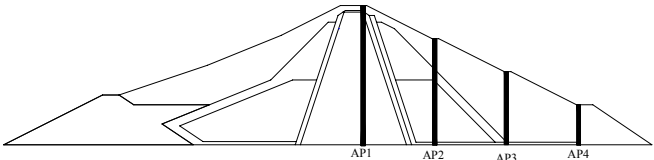
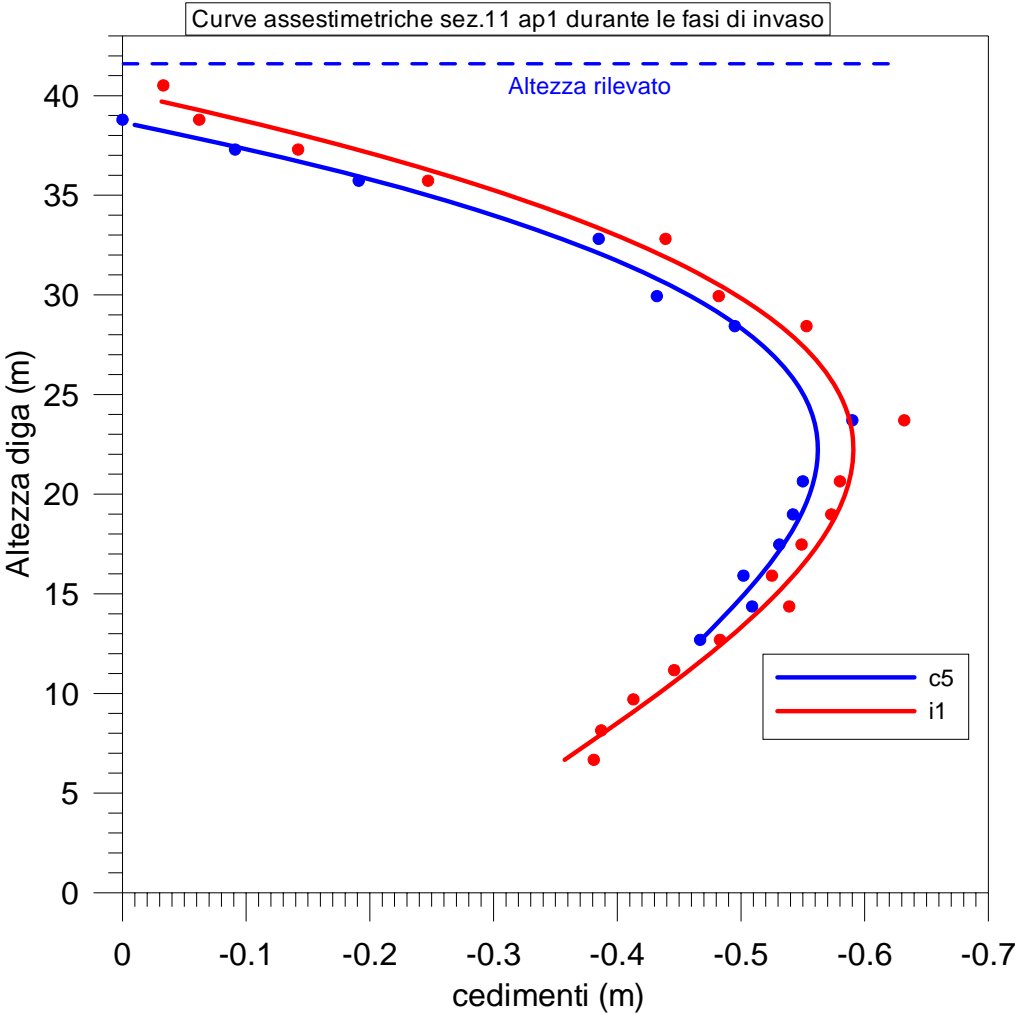


Fig. 5.19



Ubicazione in pianta delle verticali assestimentriche

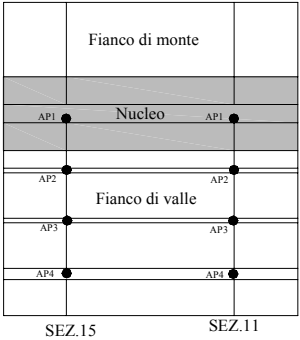


Fig. 5.20

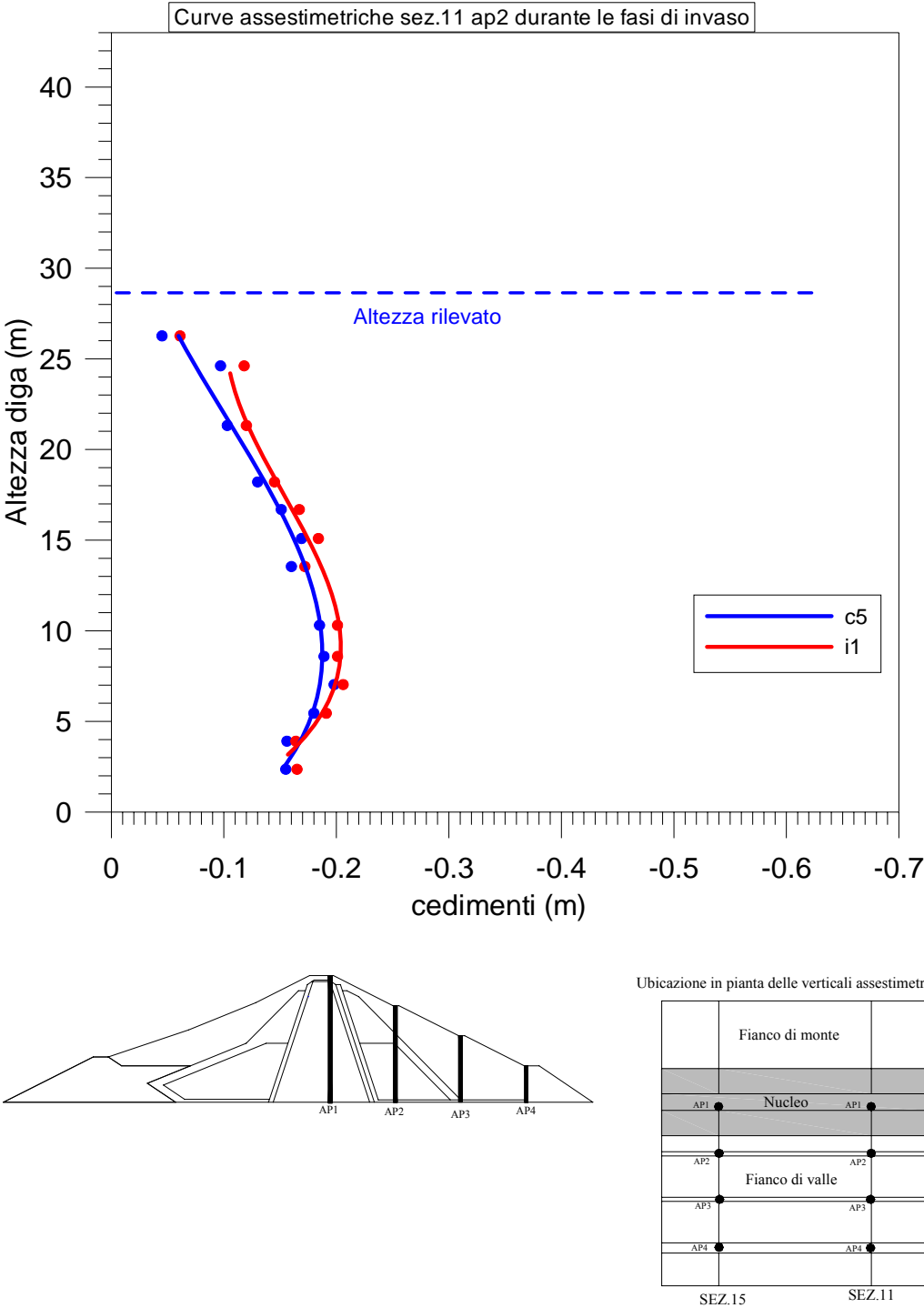


Fig. 5.21

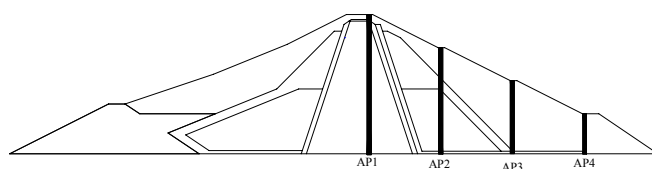
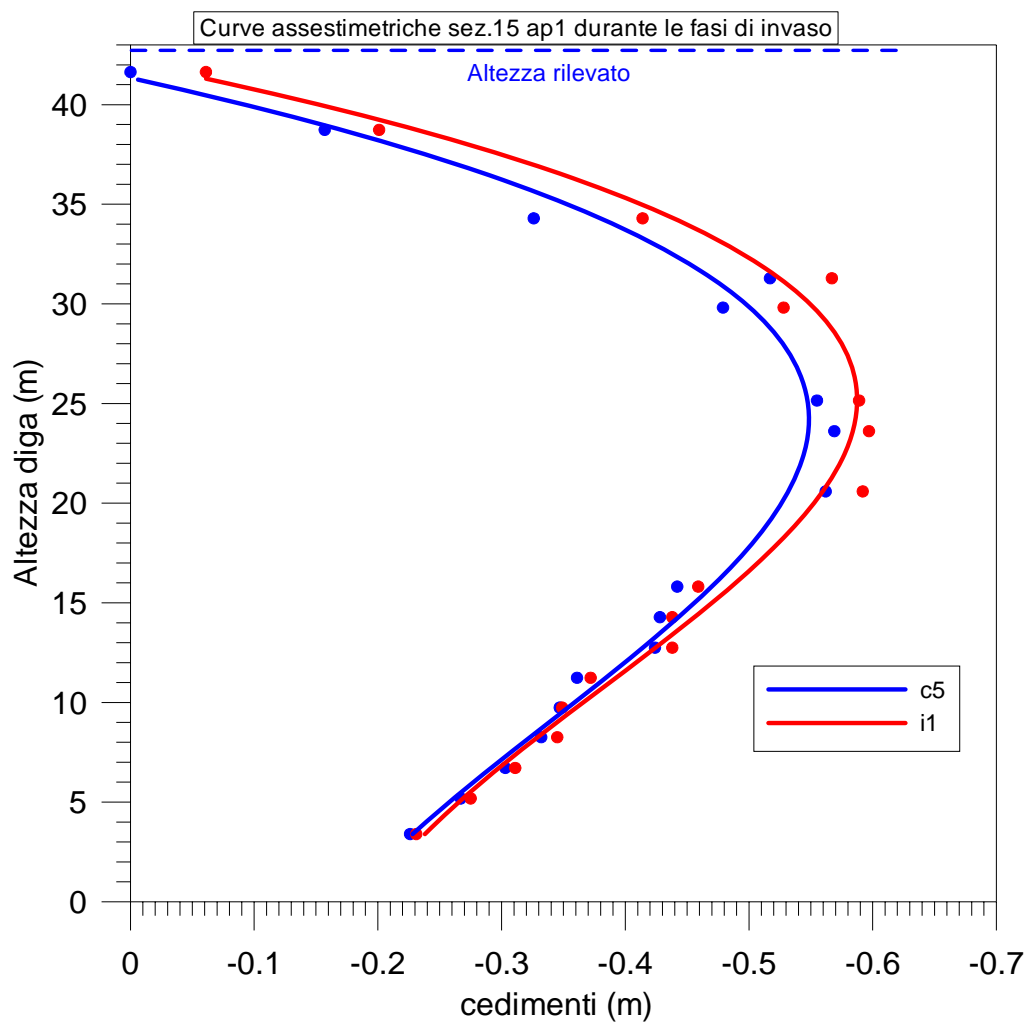


Fig. 5.22

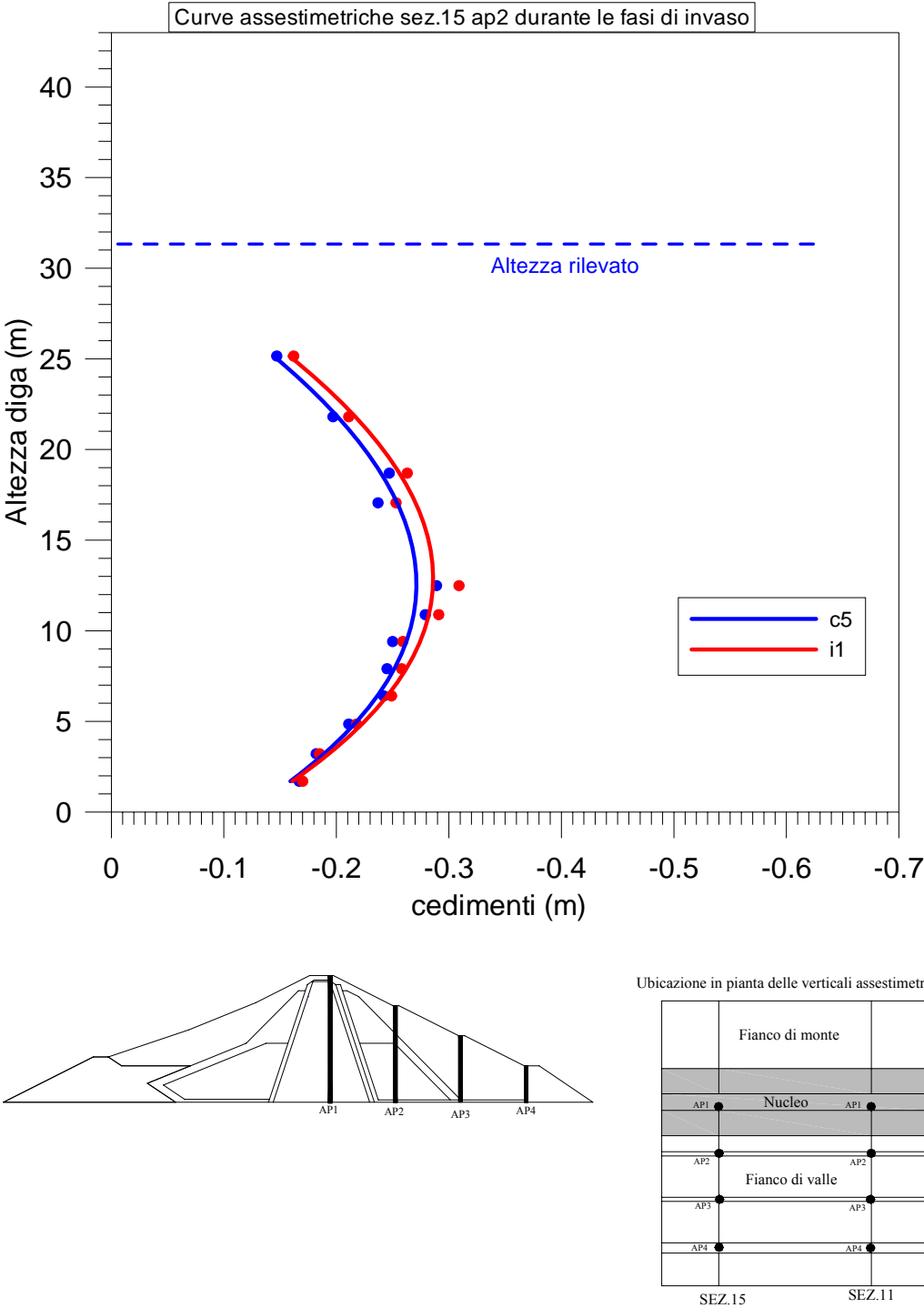


Fig. 5.23

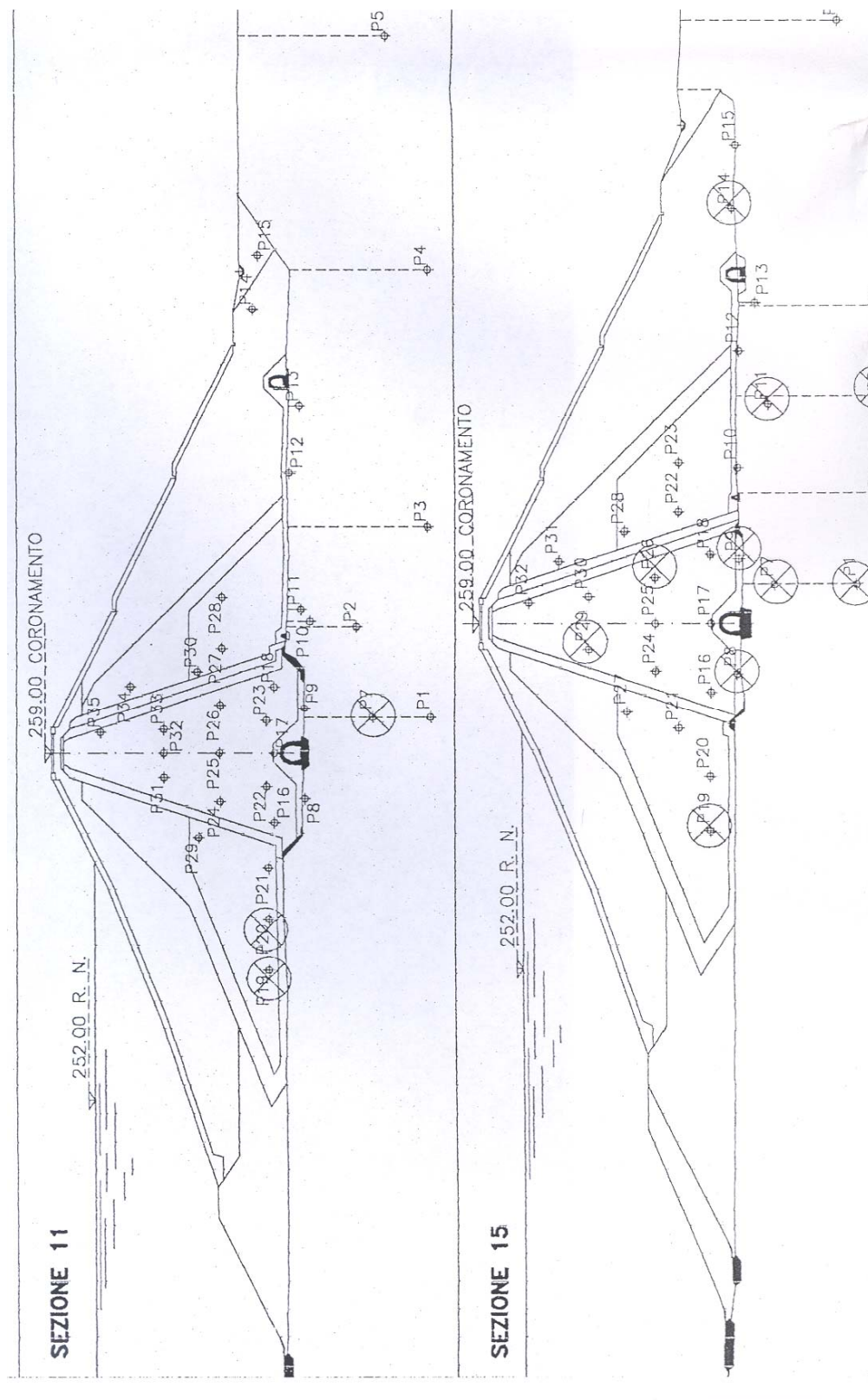


Fig. 5.24 Posizione delle celle piezometriche all'interno delle sez.11 e 15

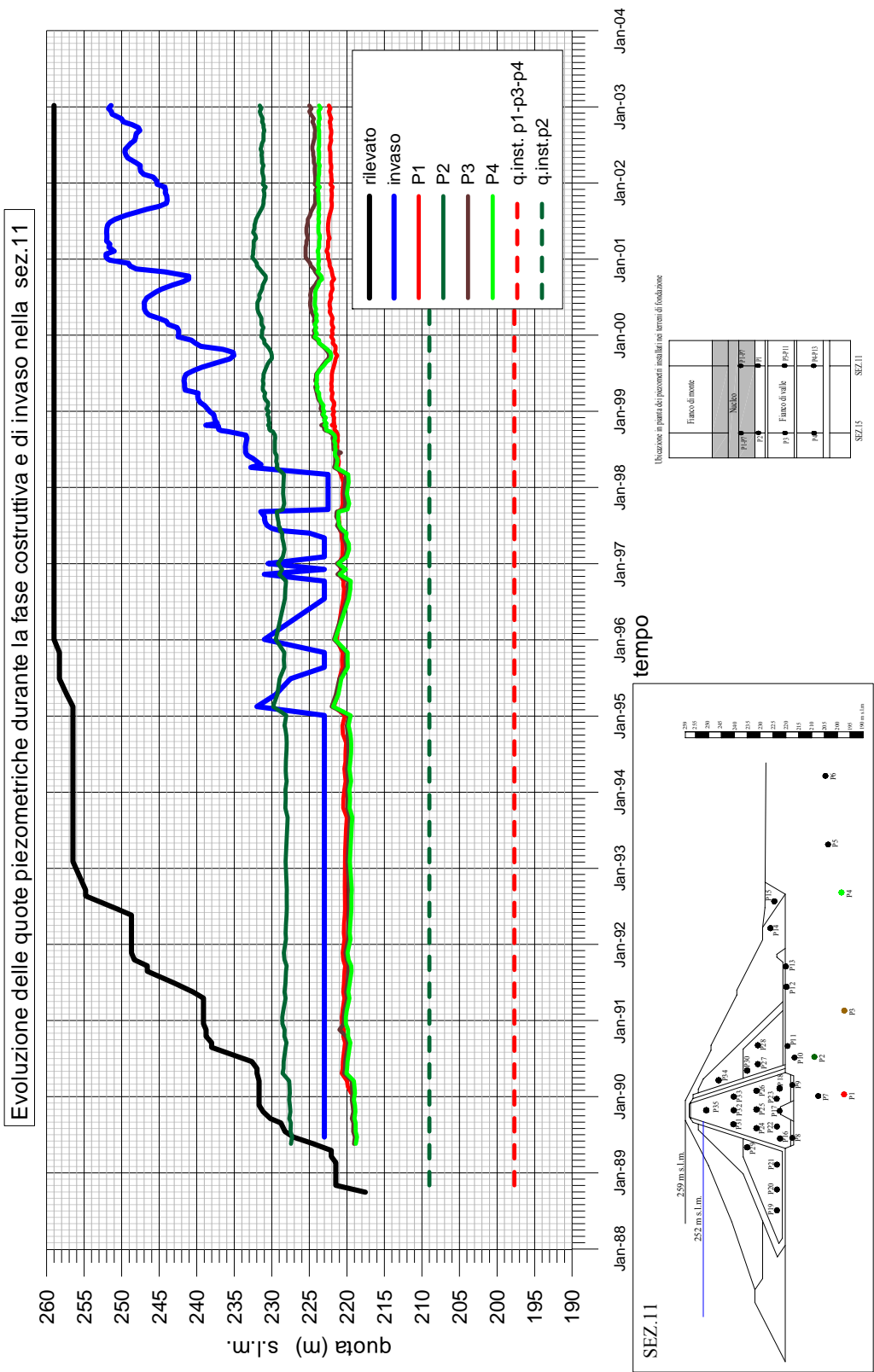


Fig. 5.25

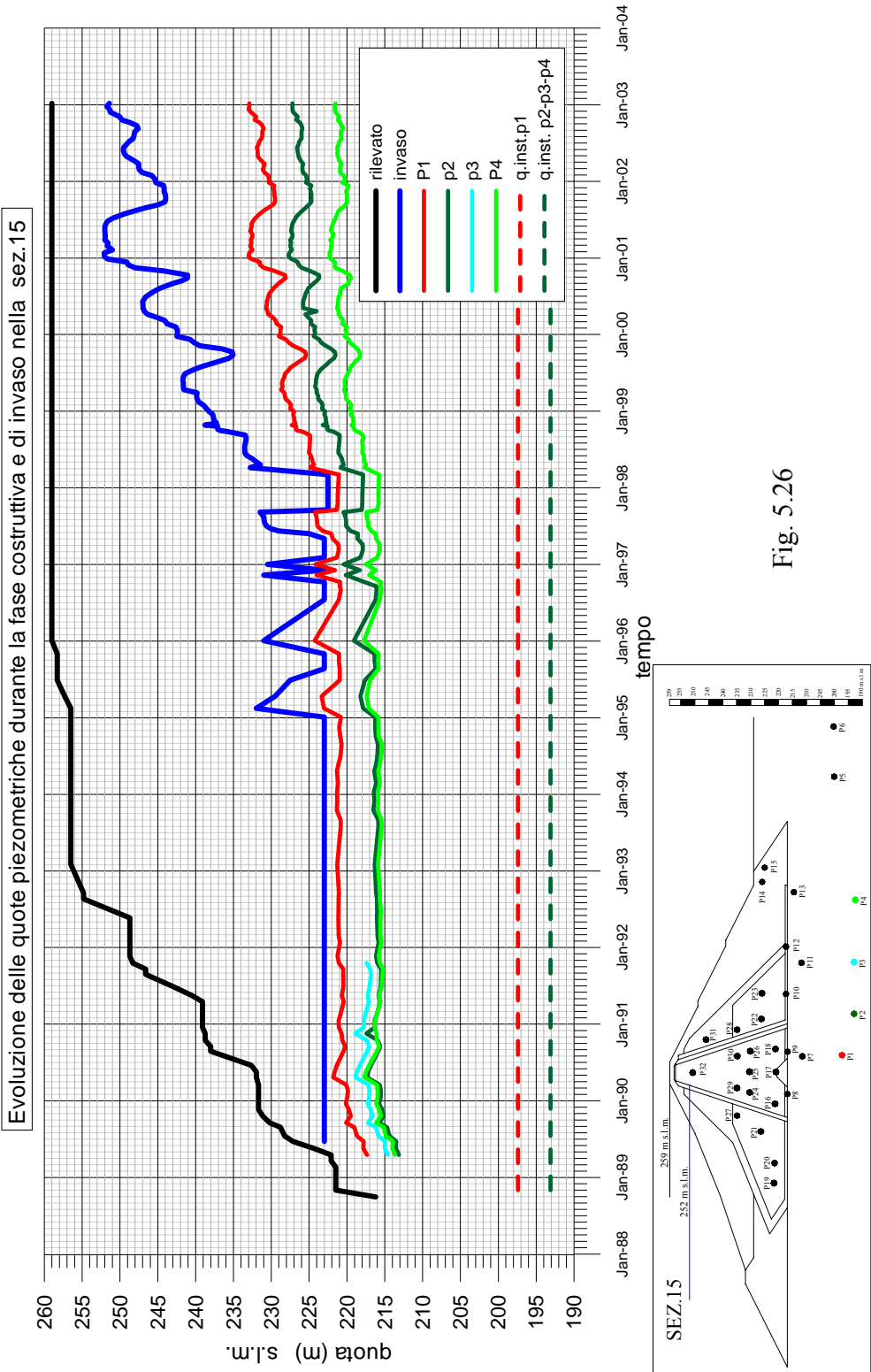


Fig. 5.26

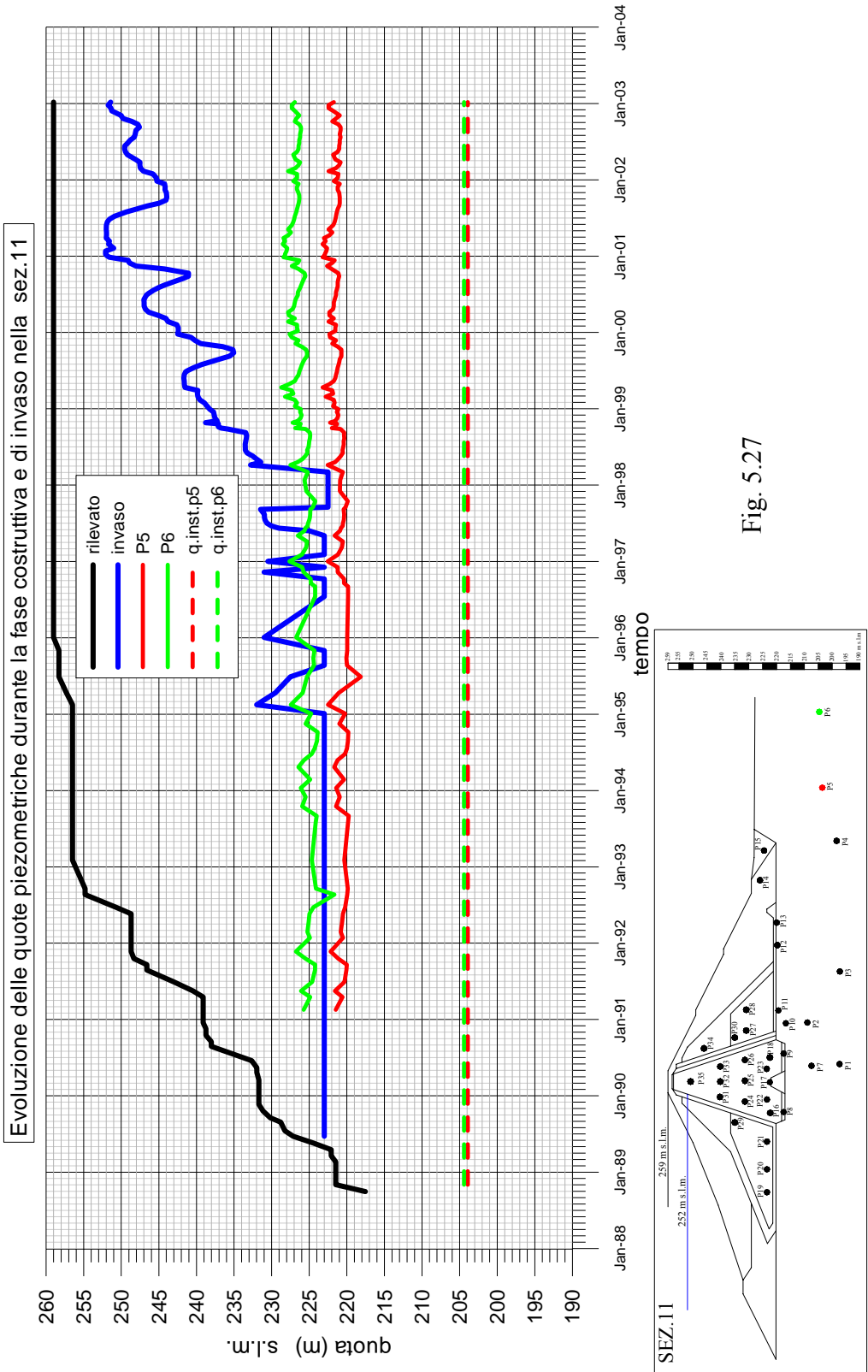
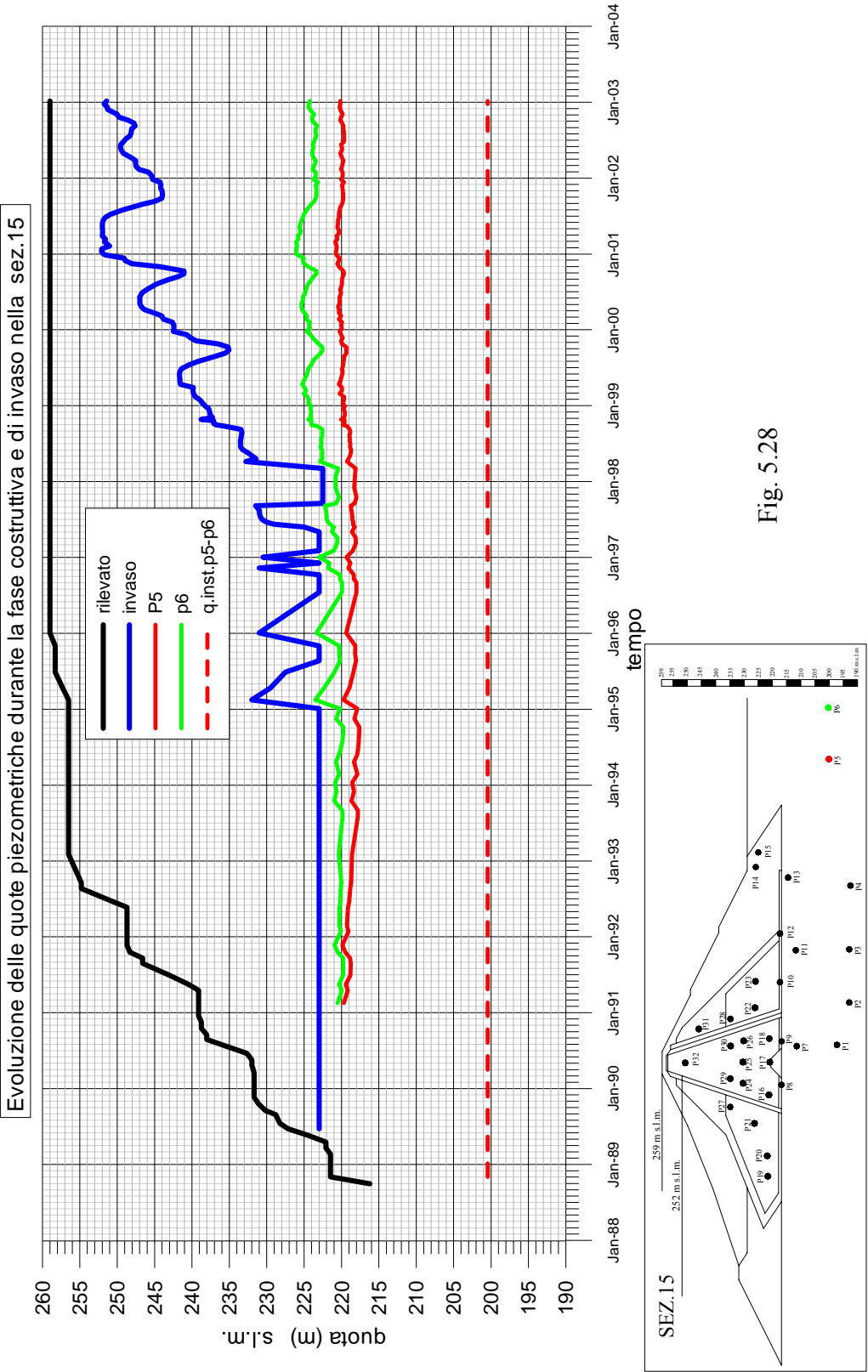


Fig. 5.27



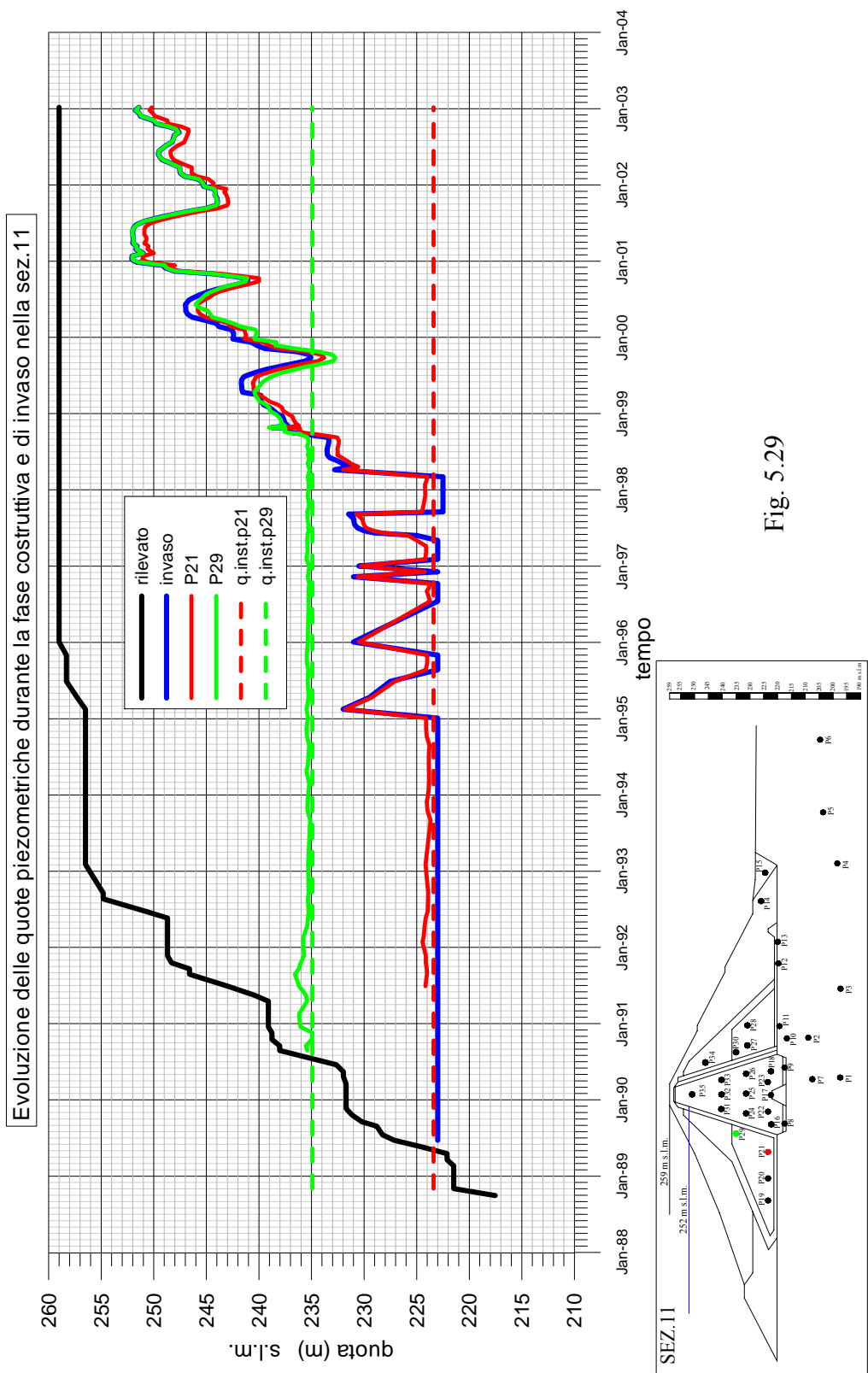


Fig. 5.29

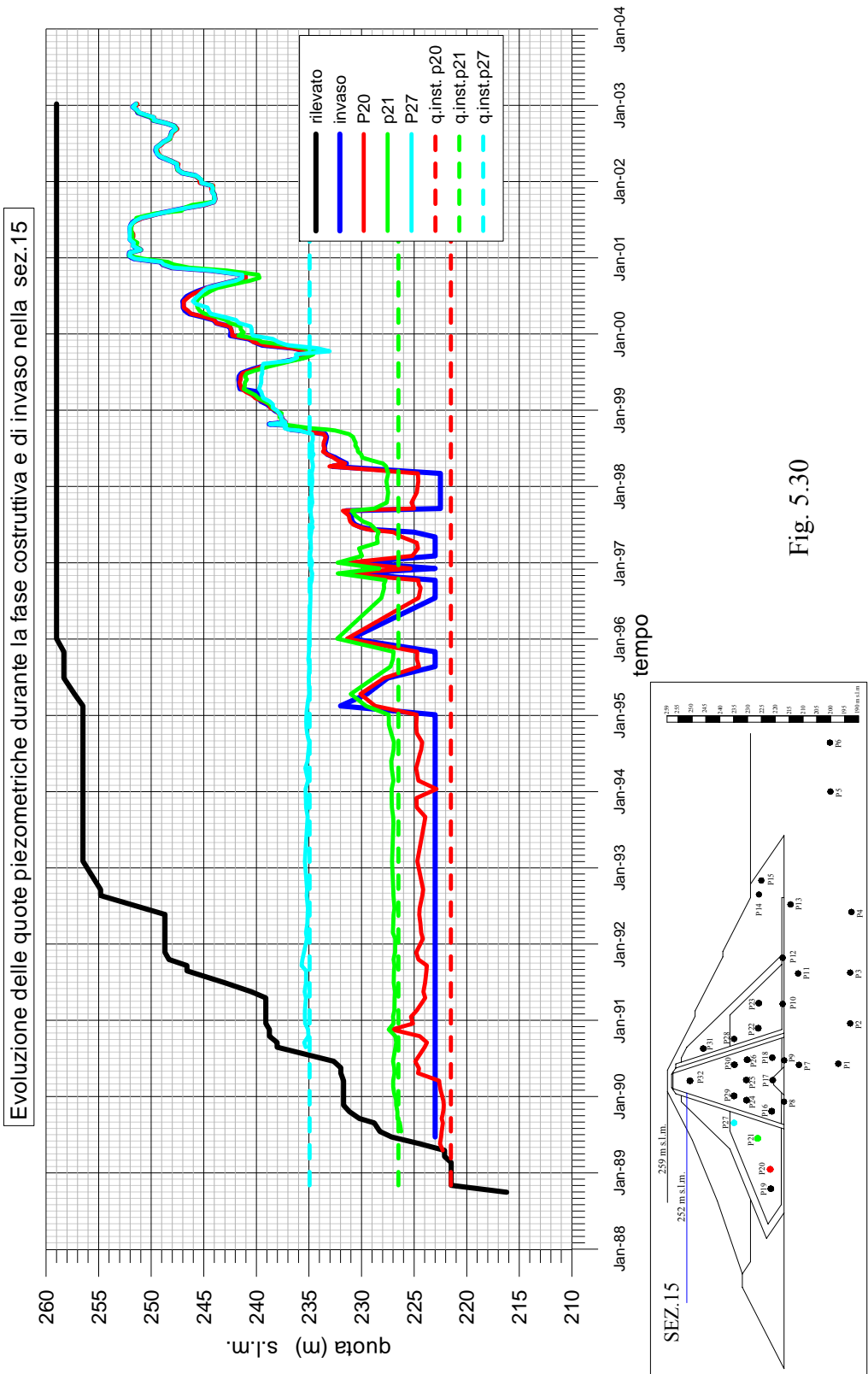


Fig. 5.30

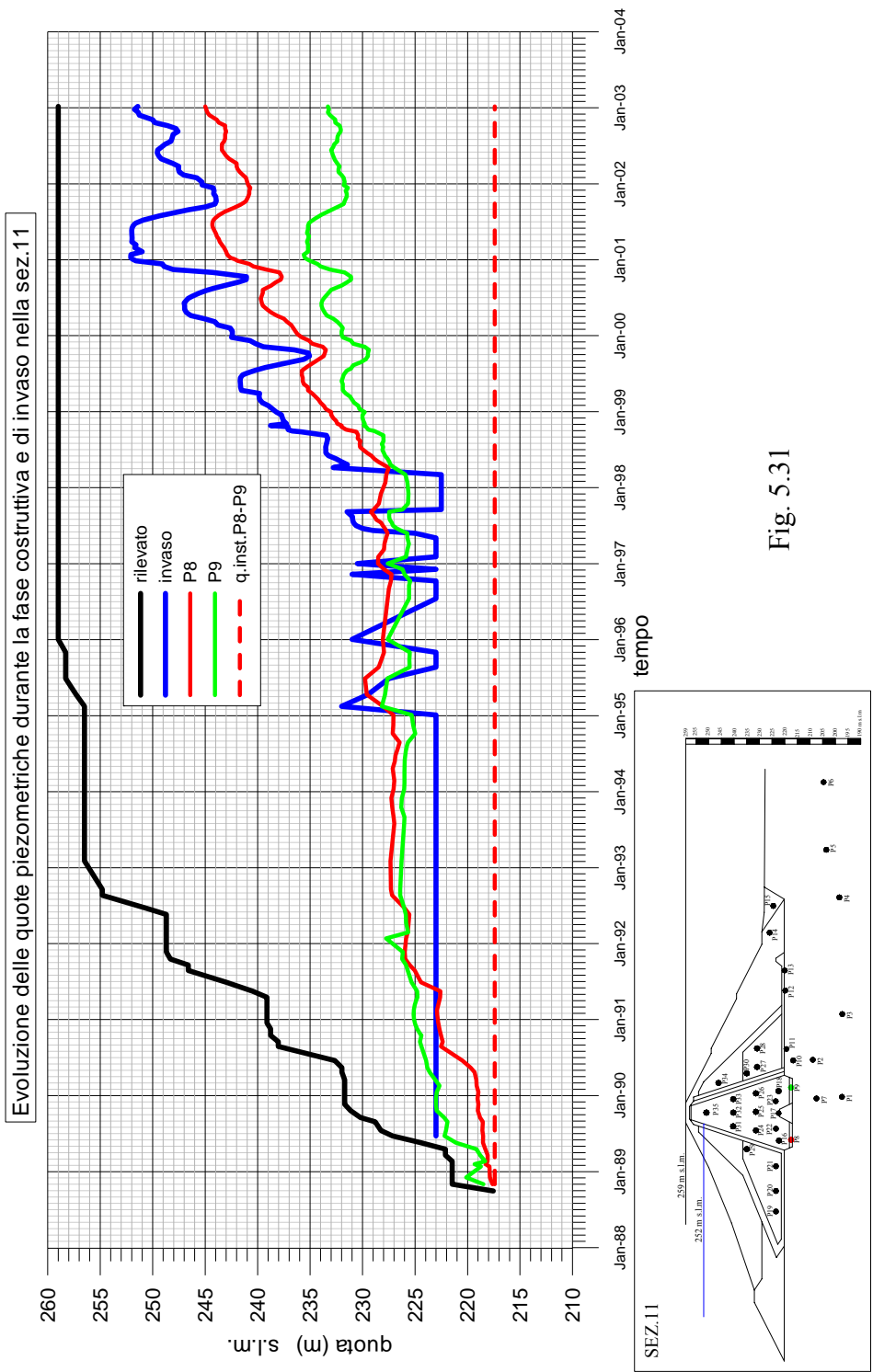


Fig. 5.31

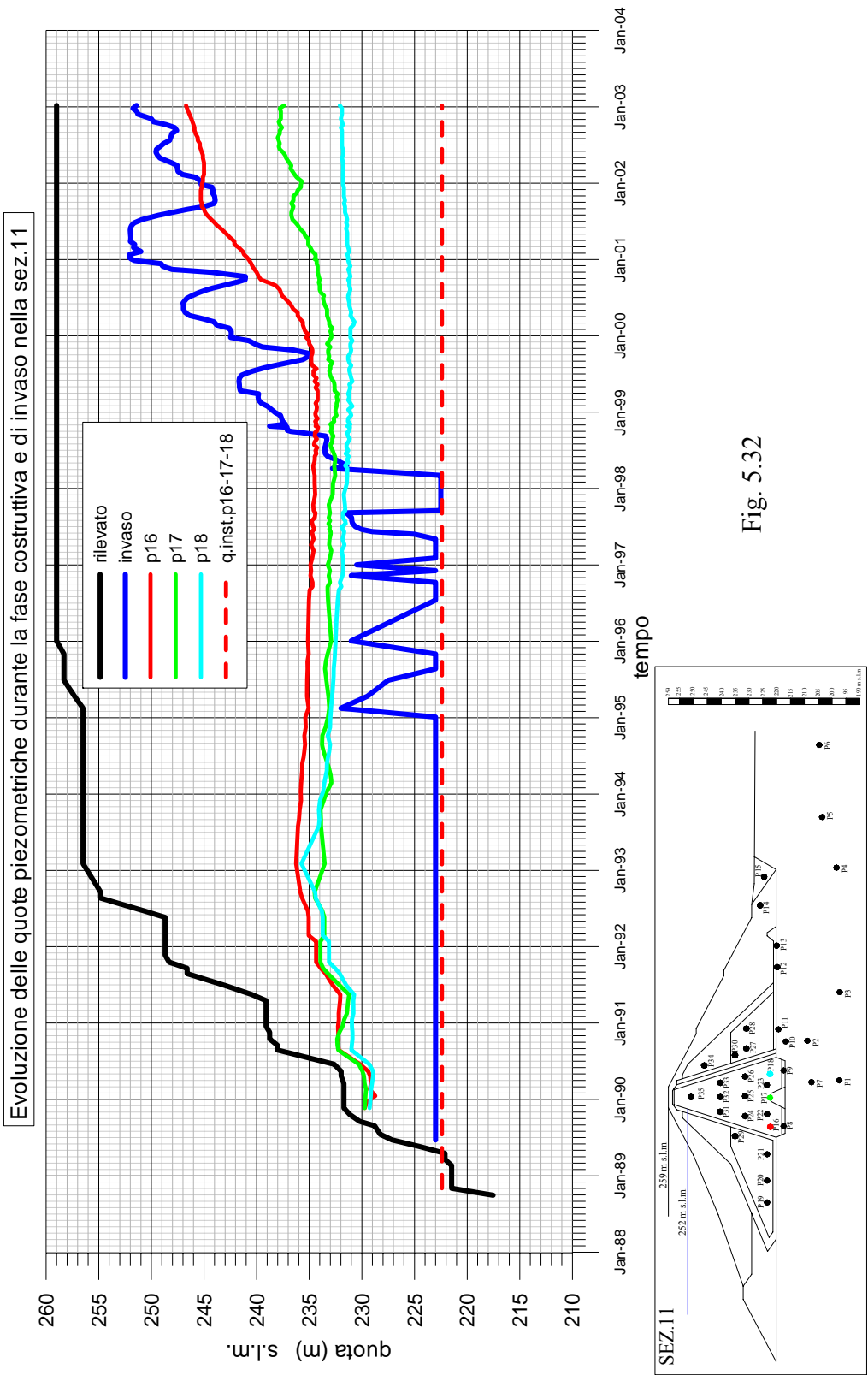
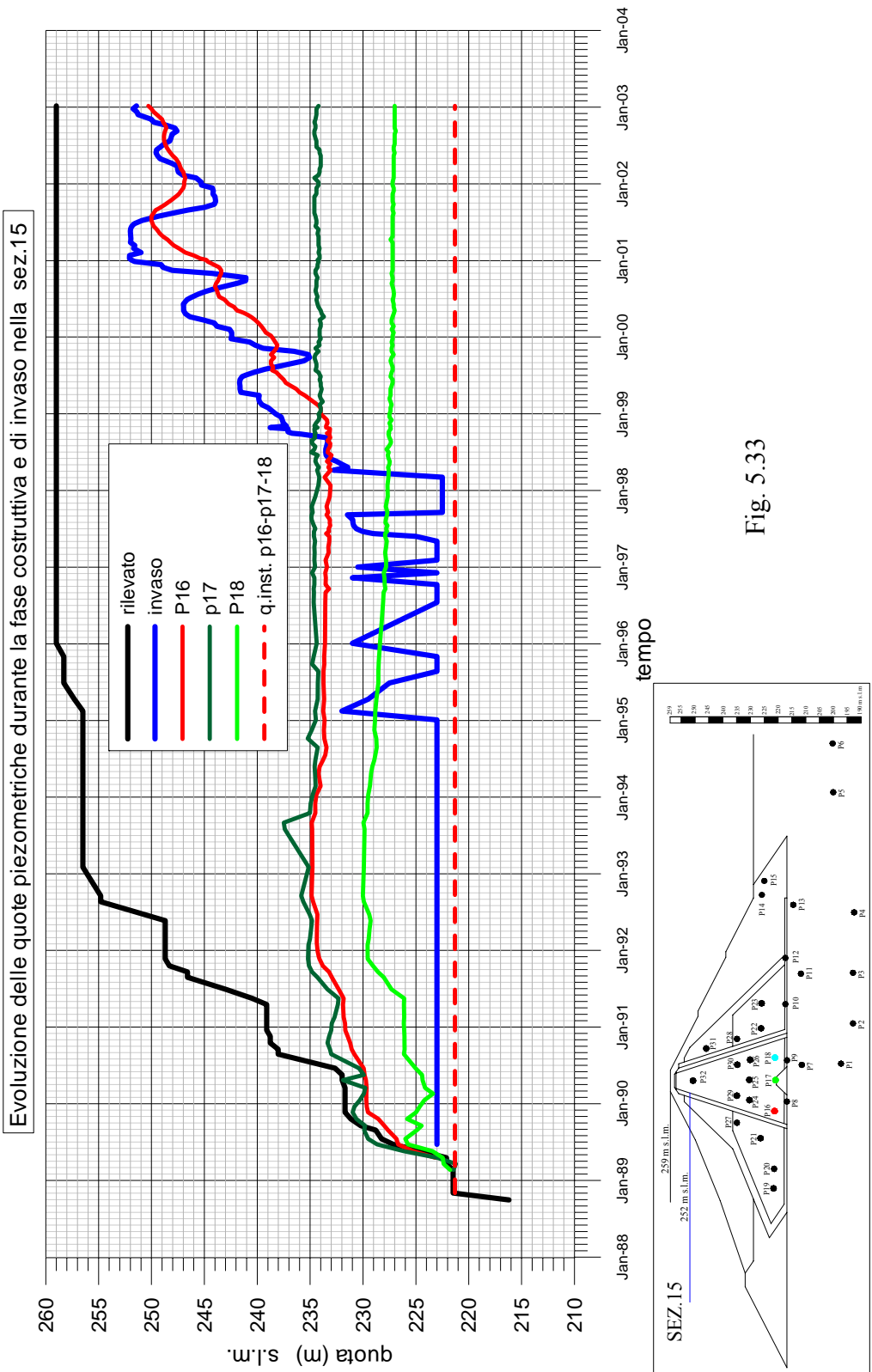
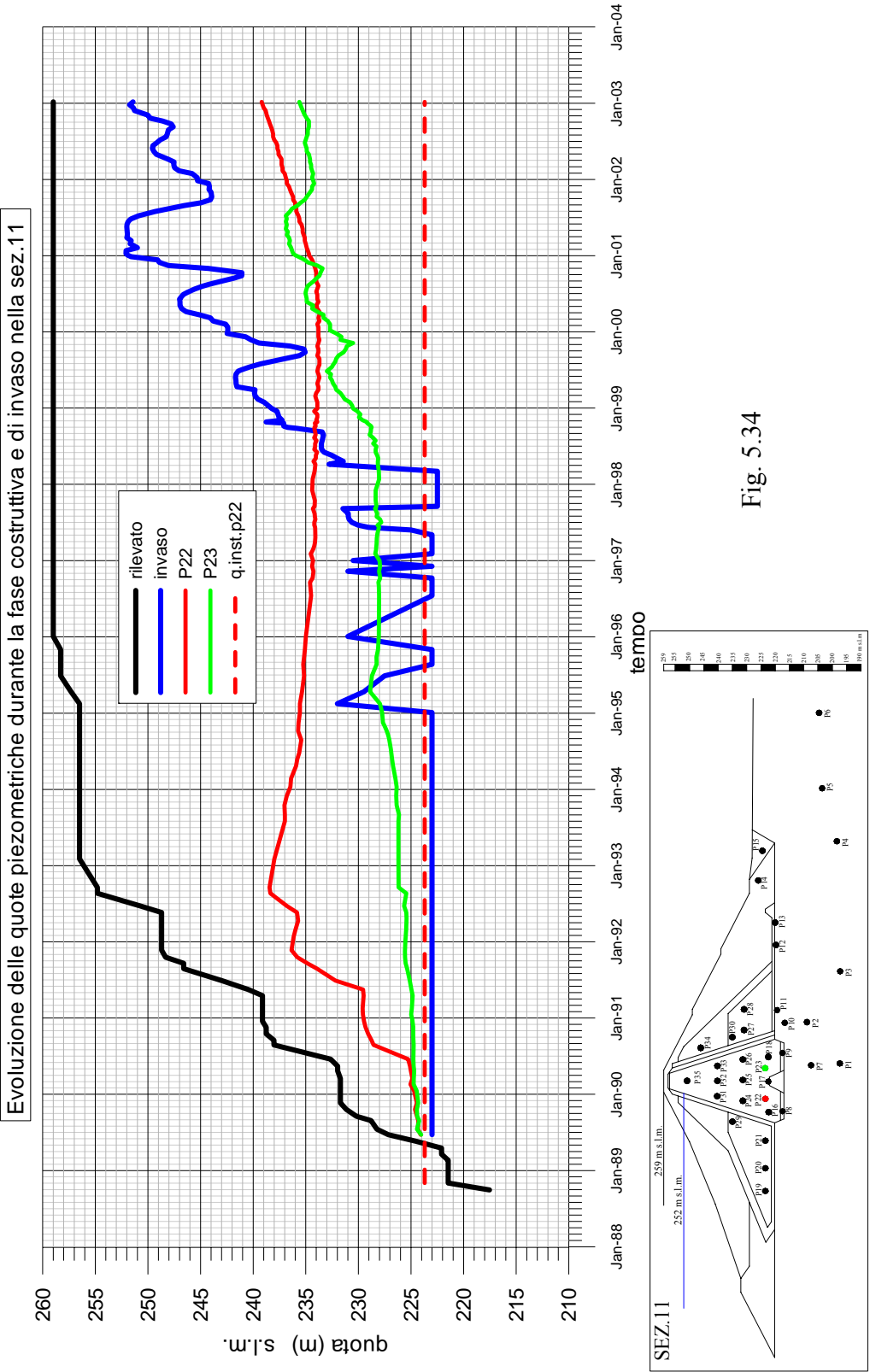


Fig. 5.32





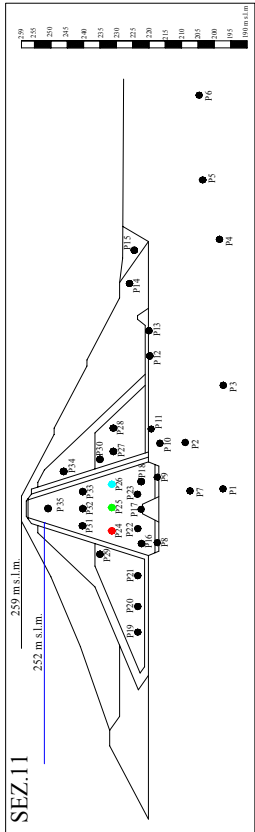
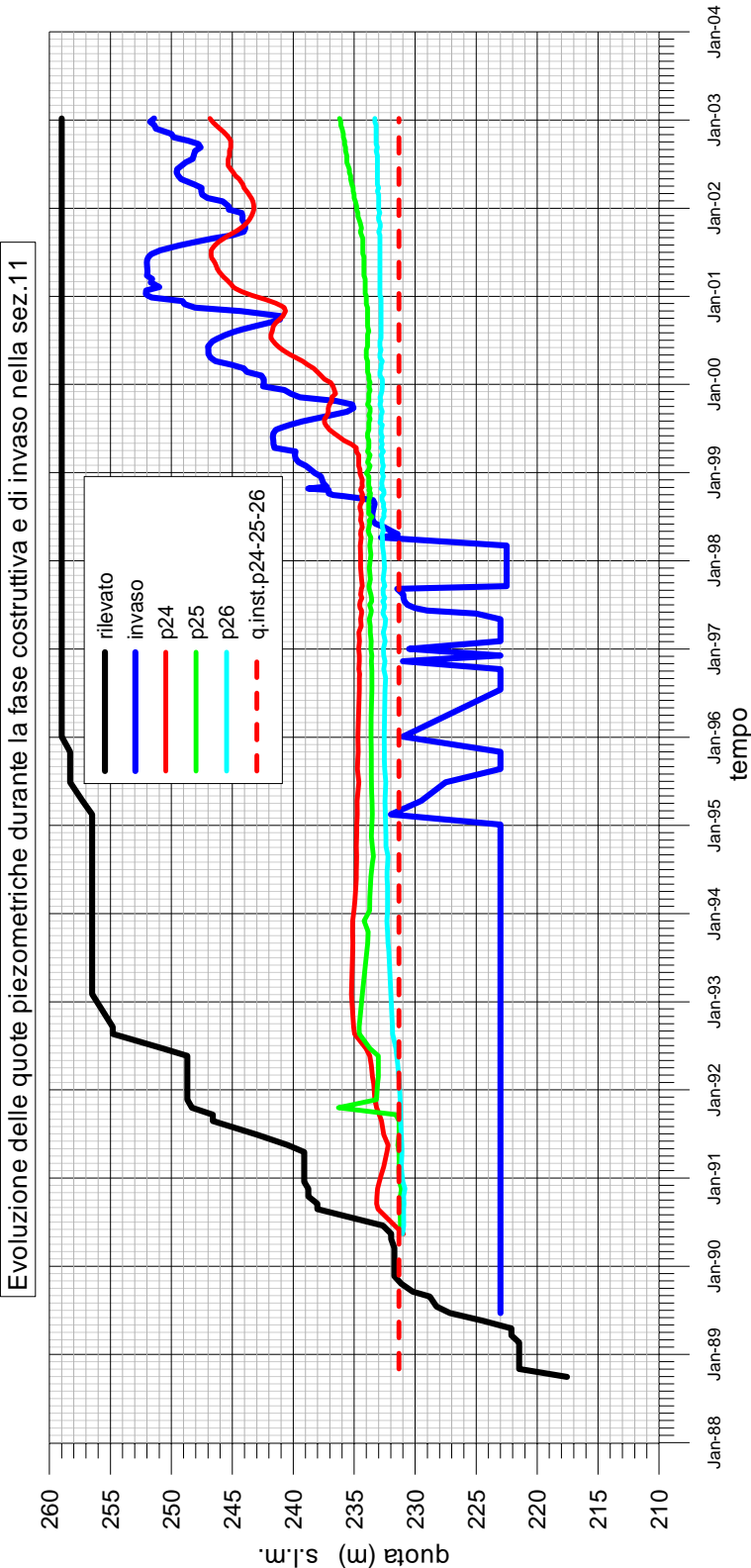


Fig. 5.35

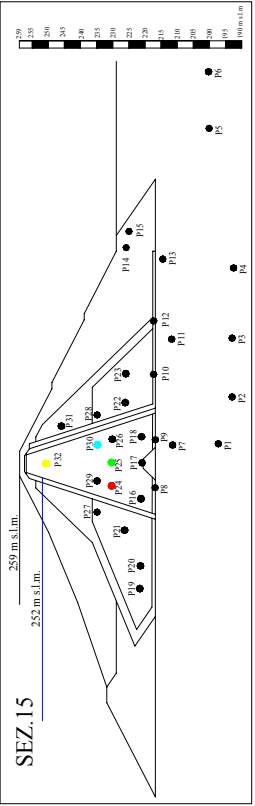
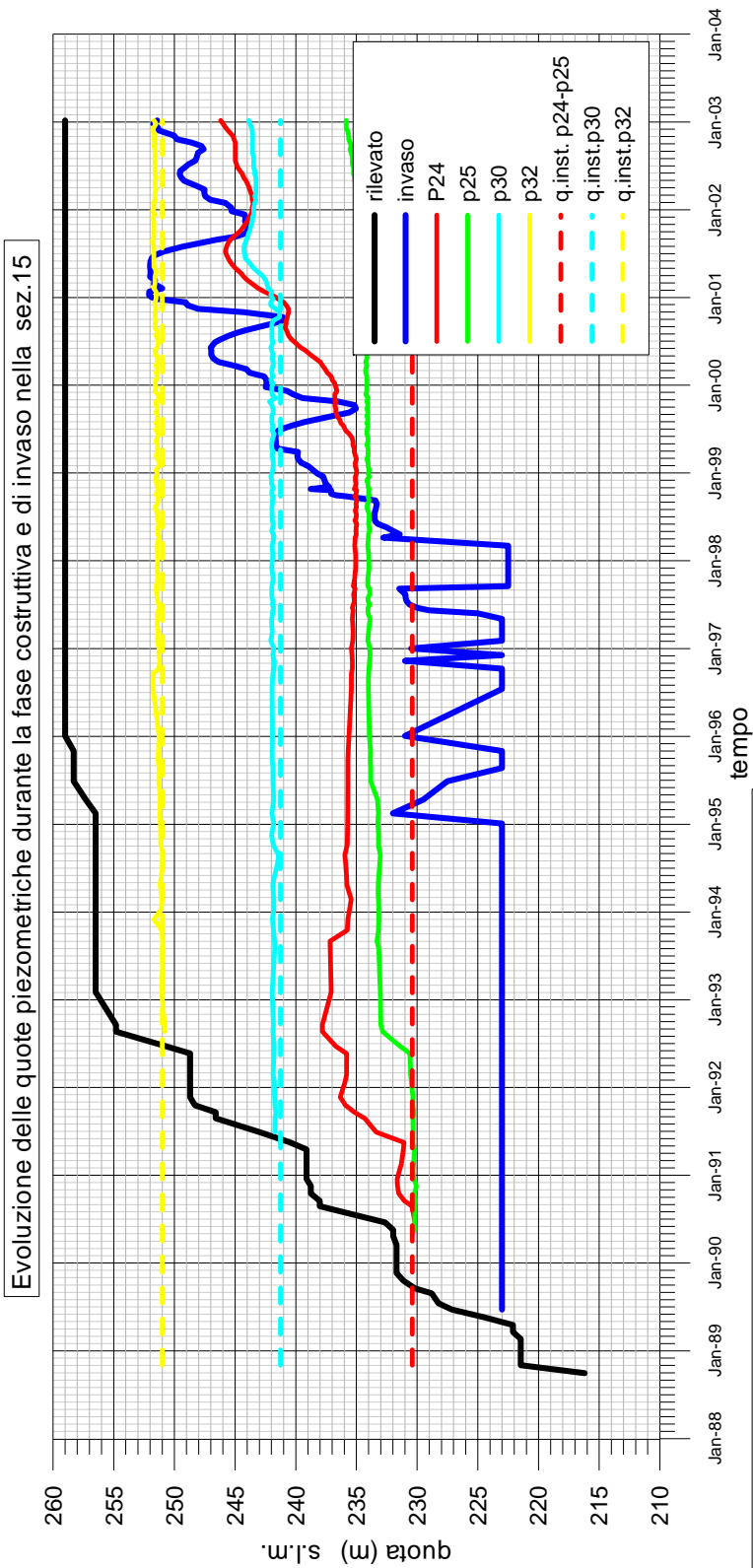


Fig. 5.36

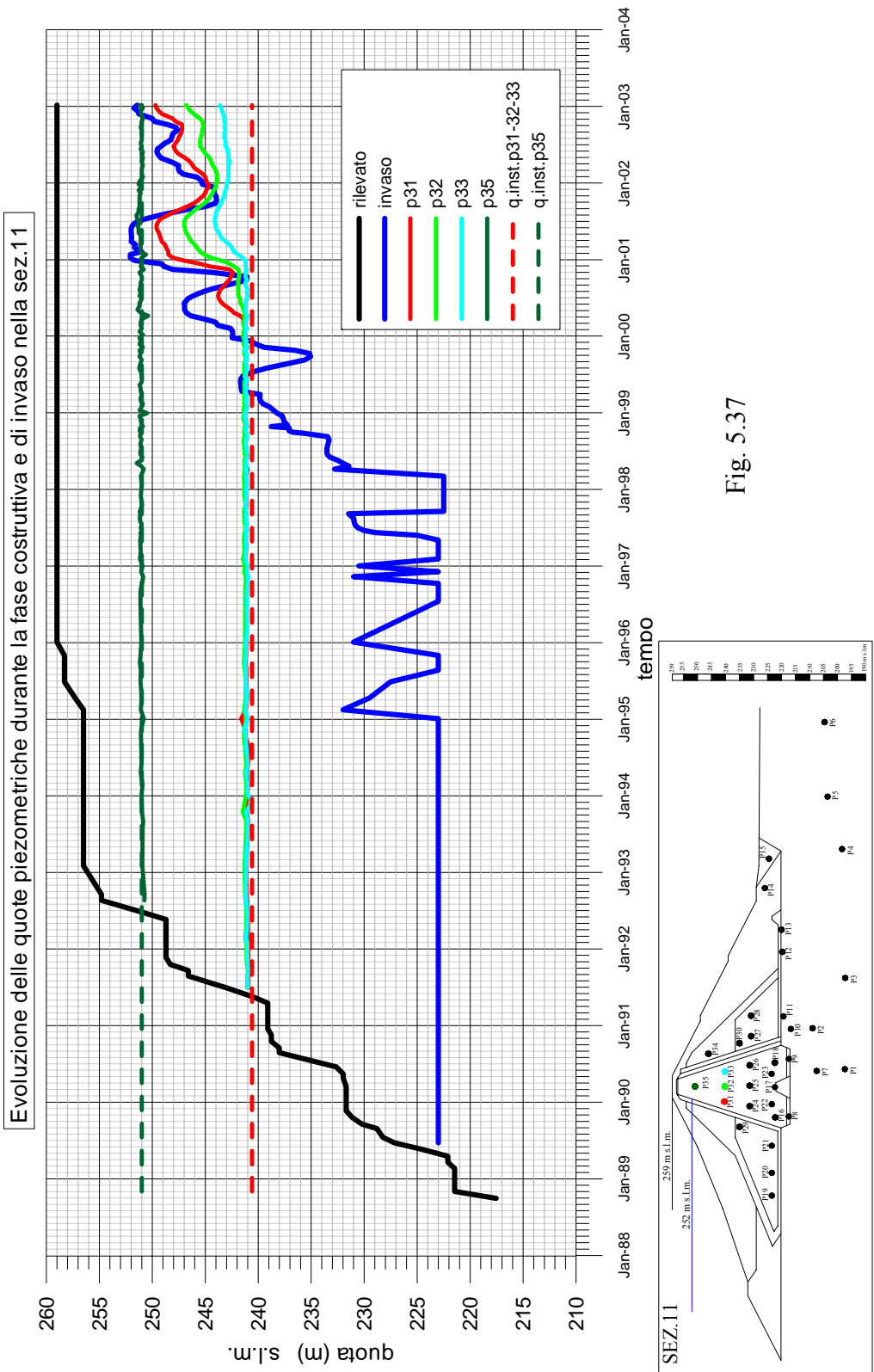


Fig. 5.37

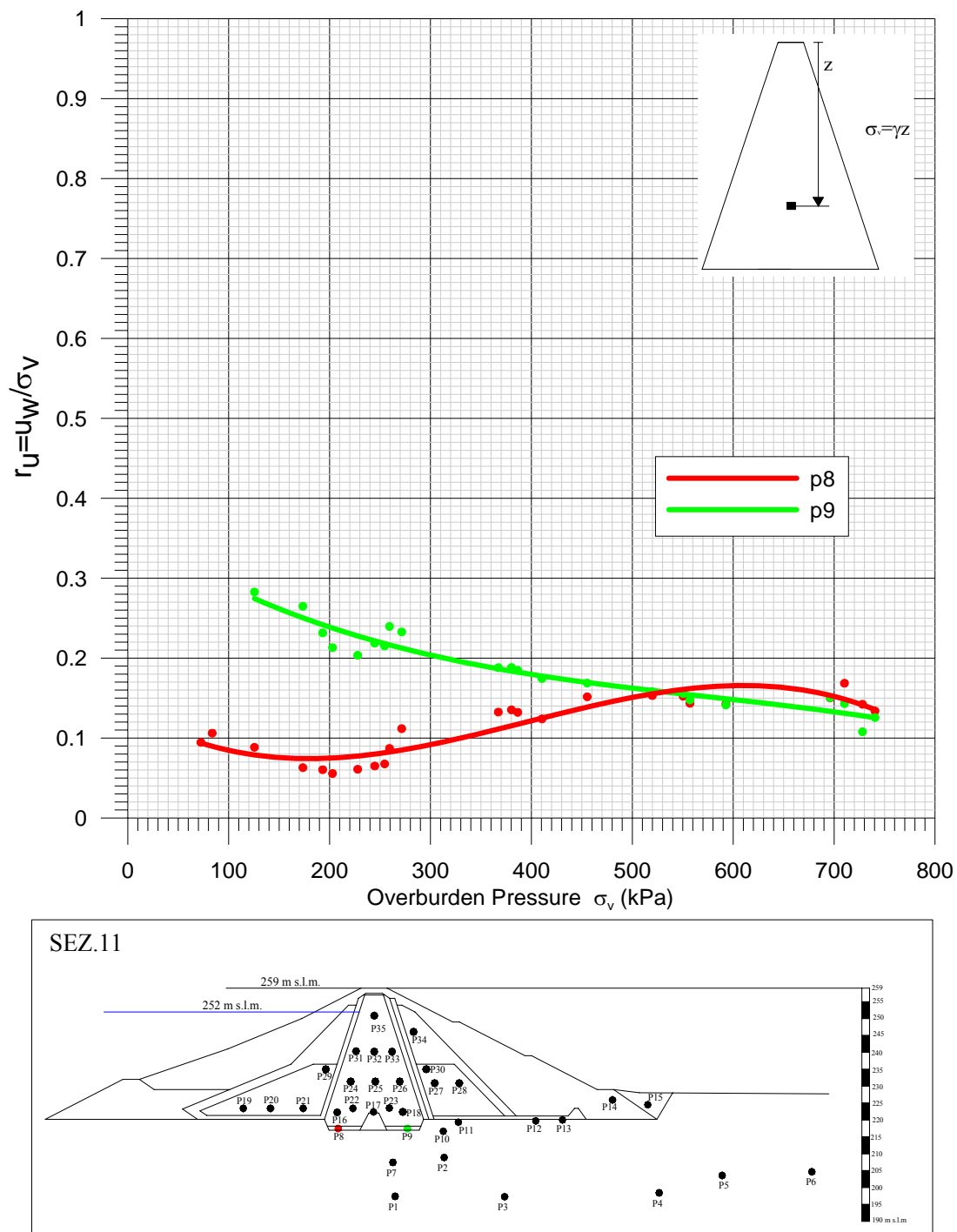


Fig. 5.38

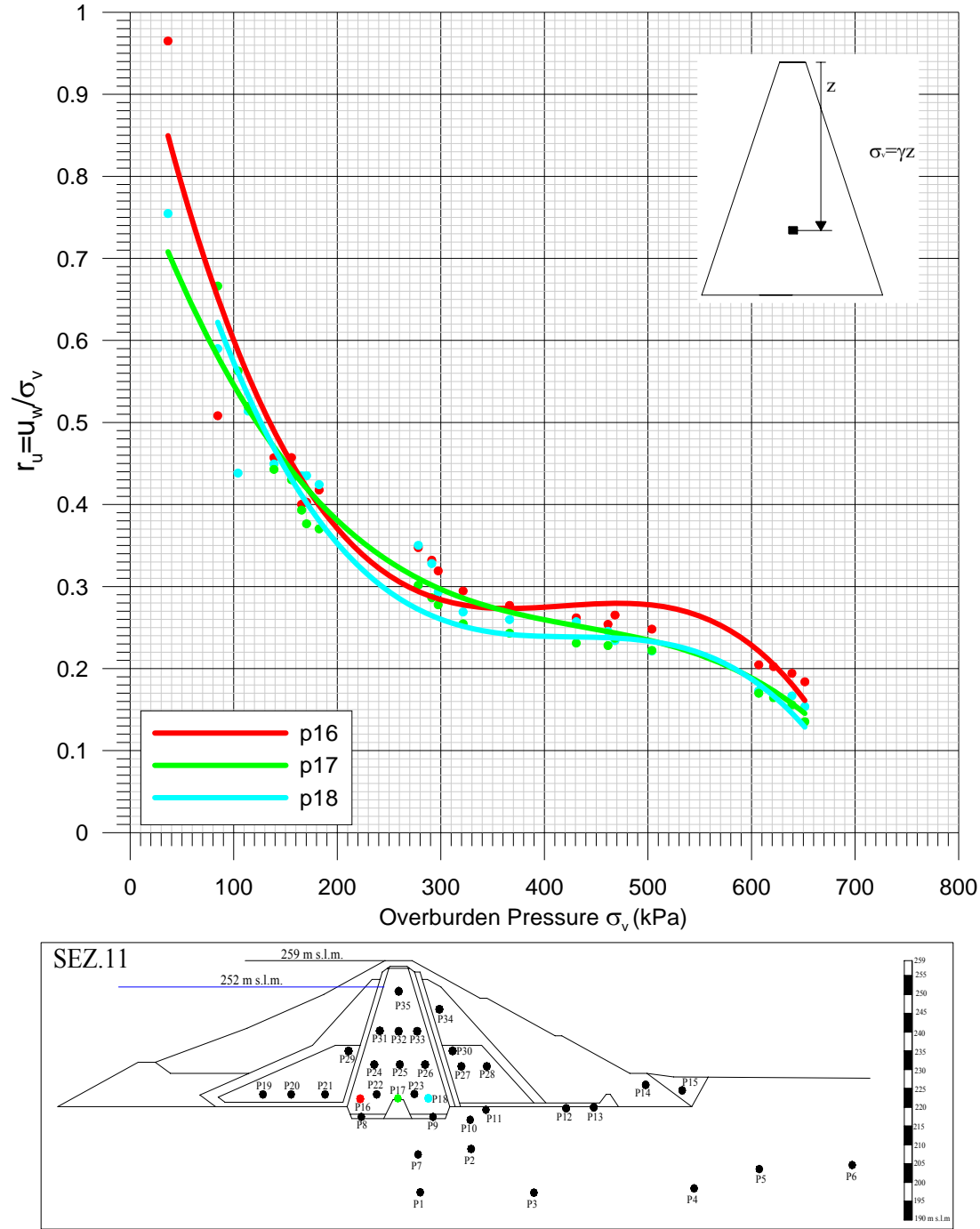


Fig. 5.39

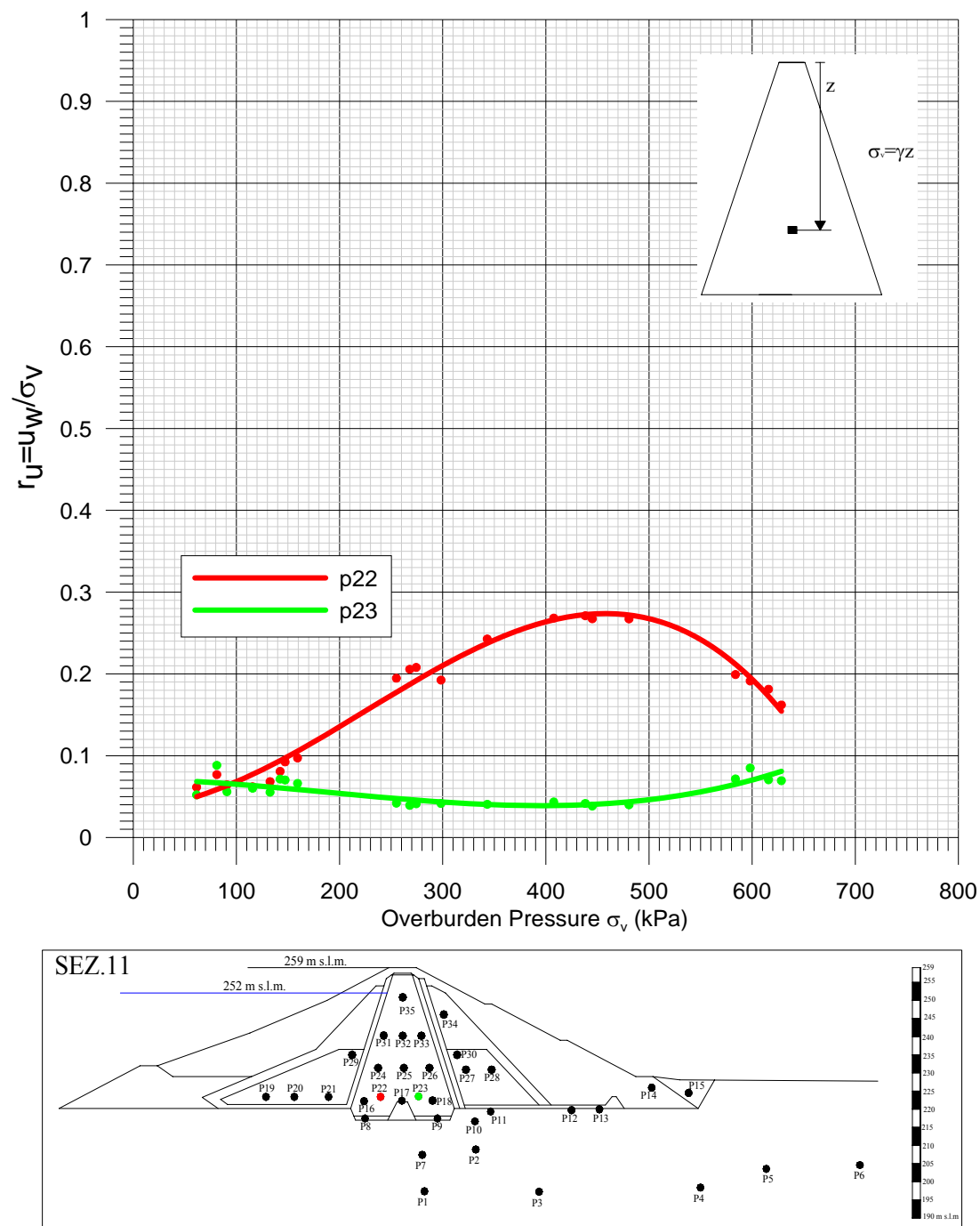


Fig. 5.40

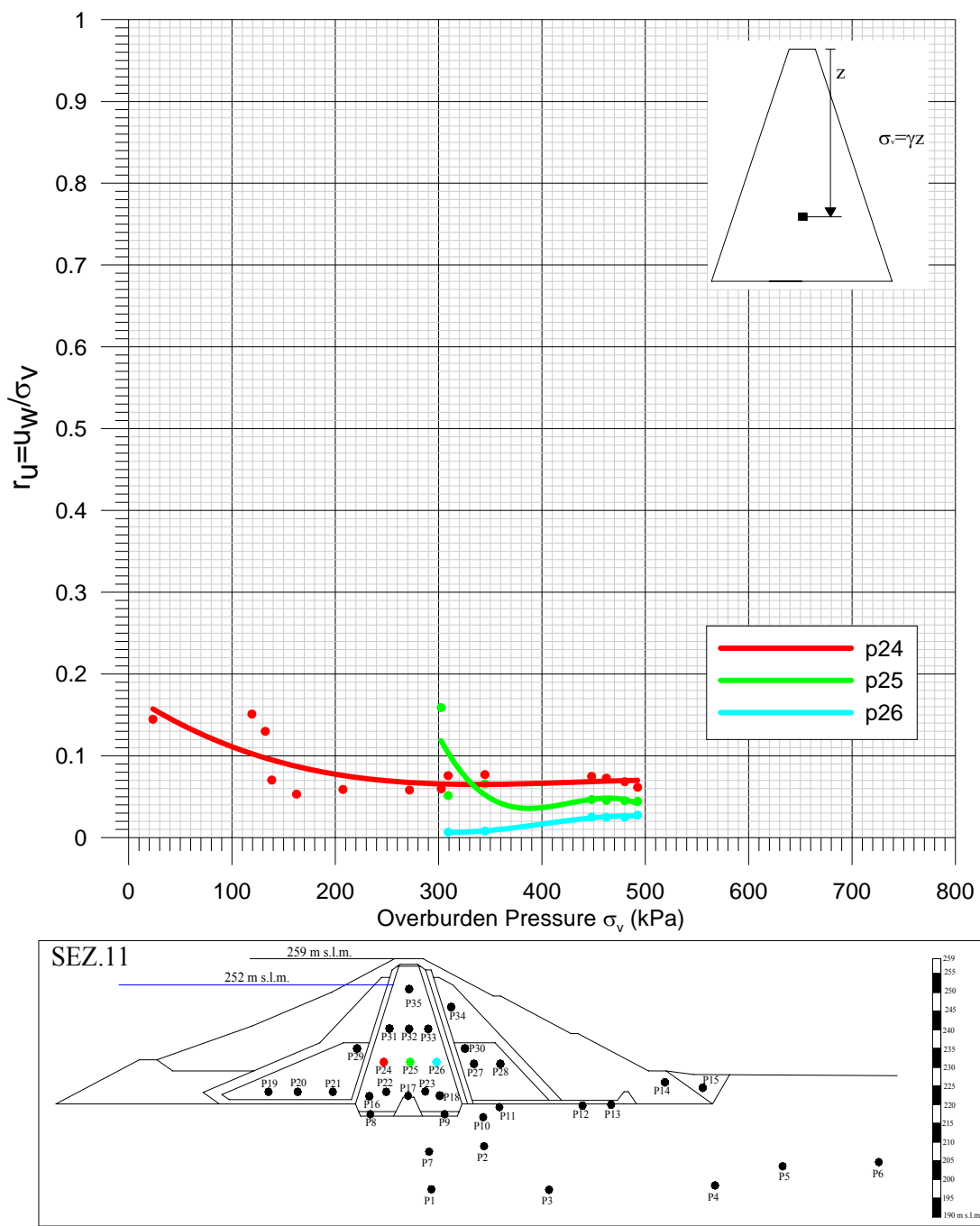


Fig. 5.41

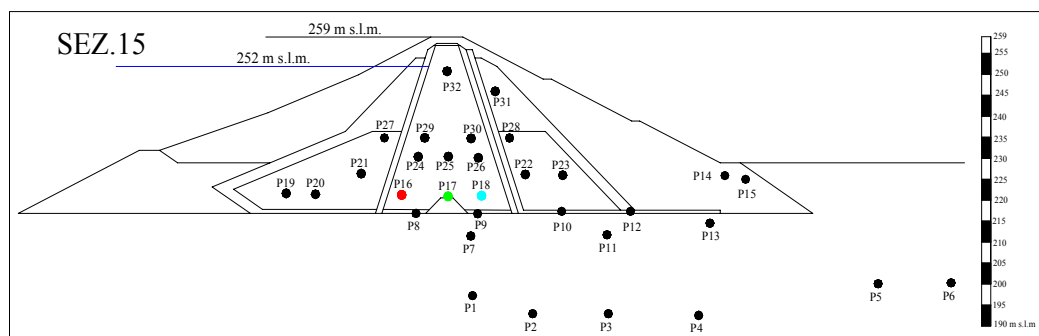
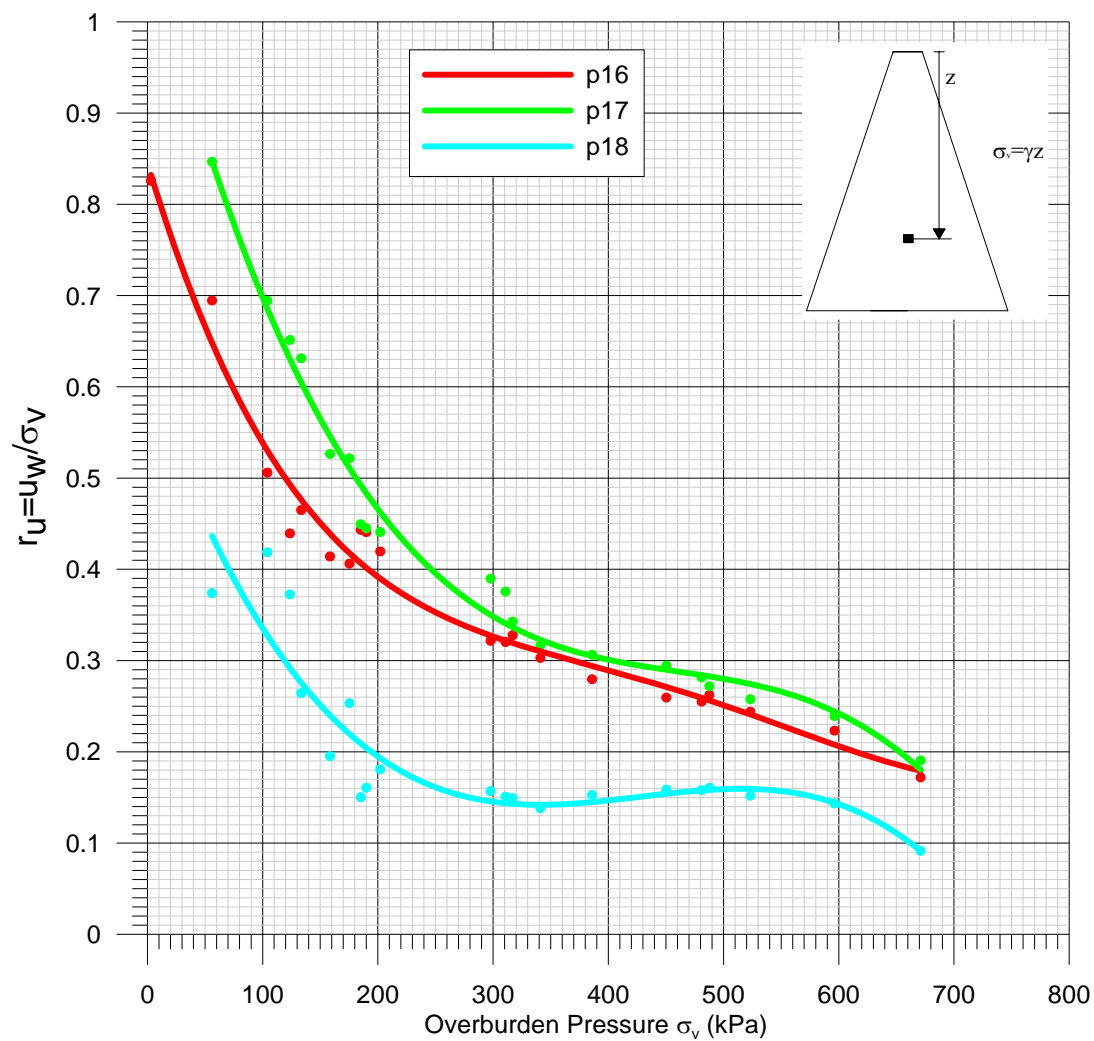


Fig. 5.42

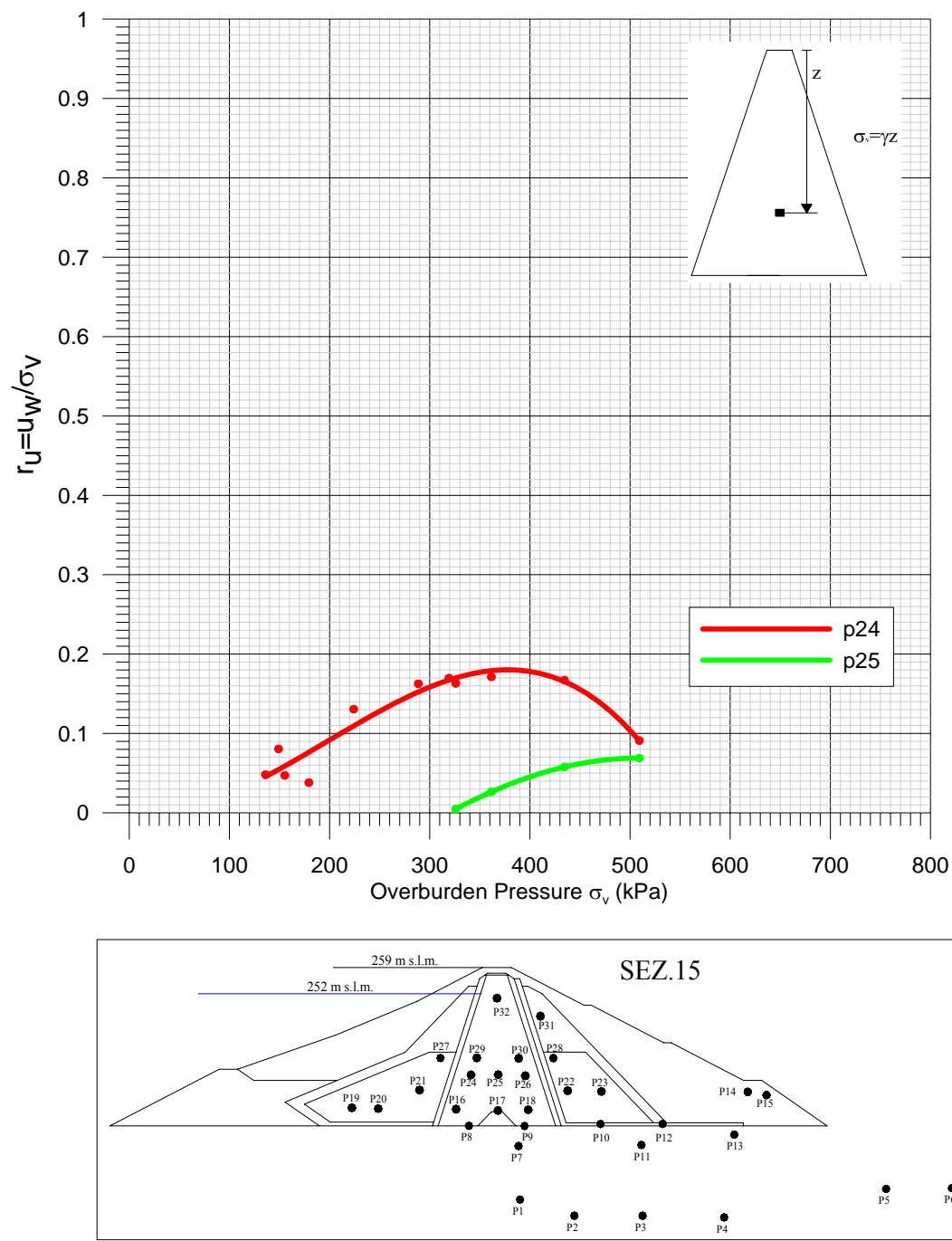


Fig. 5.43

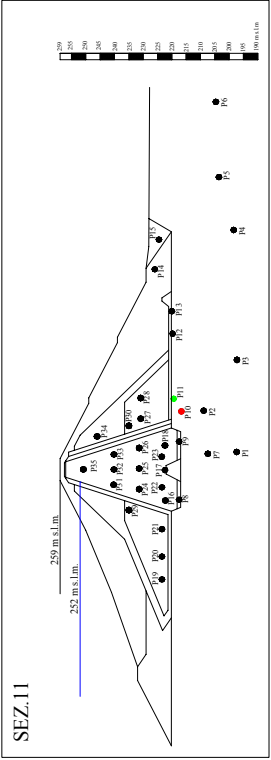
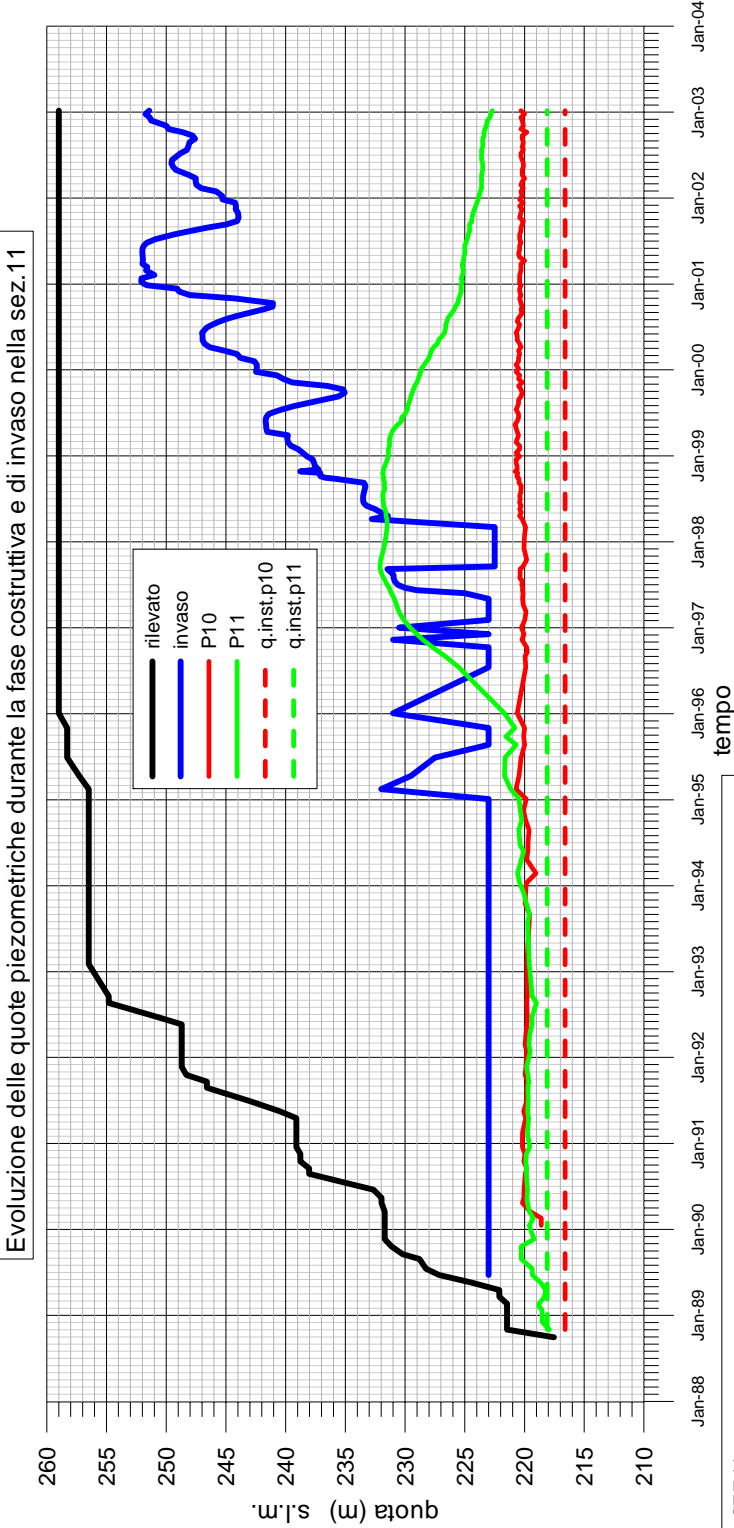


Fig. 5.44

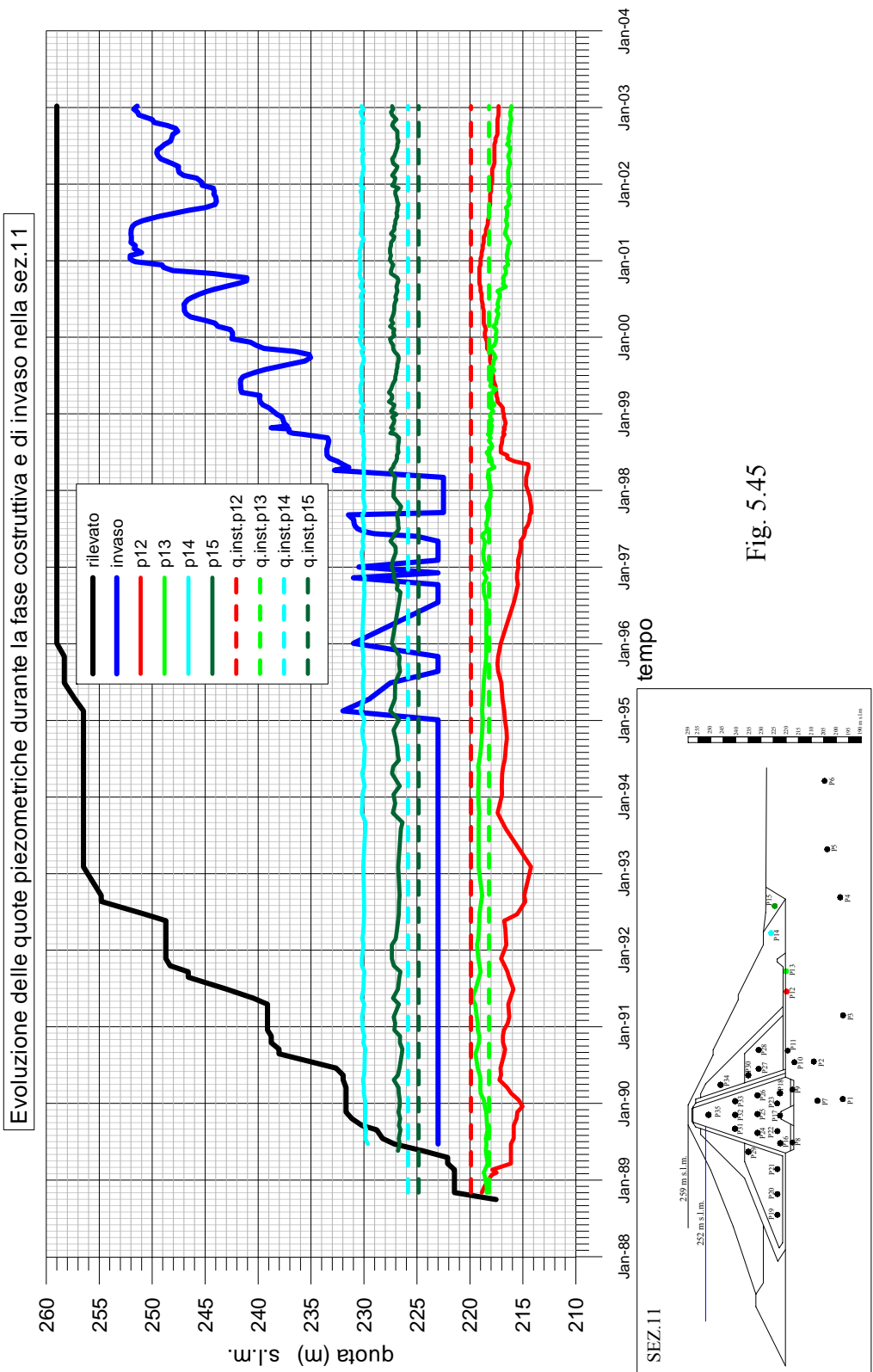


Fig. 5.45

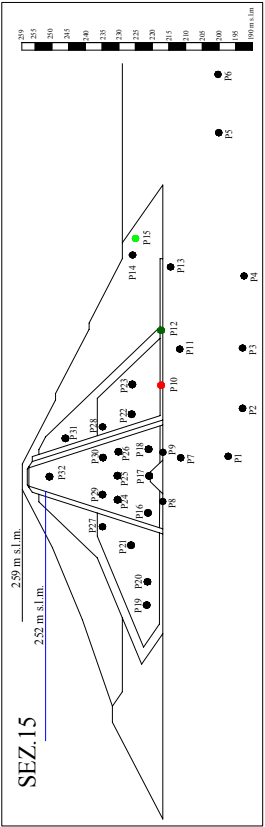
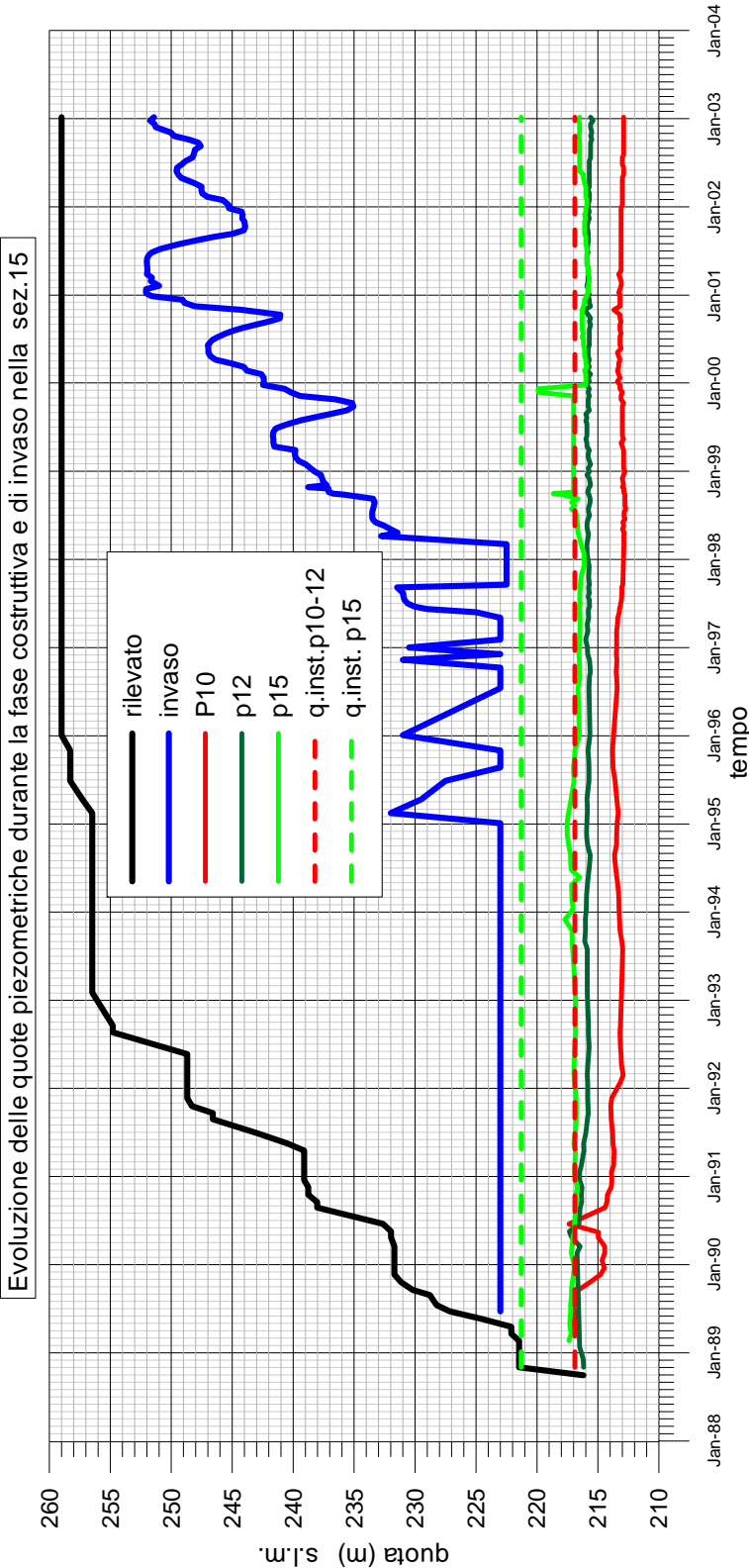
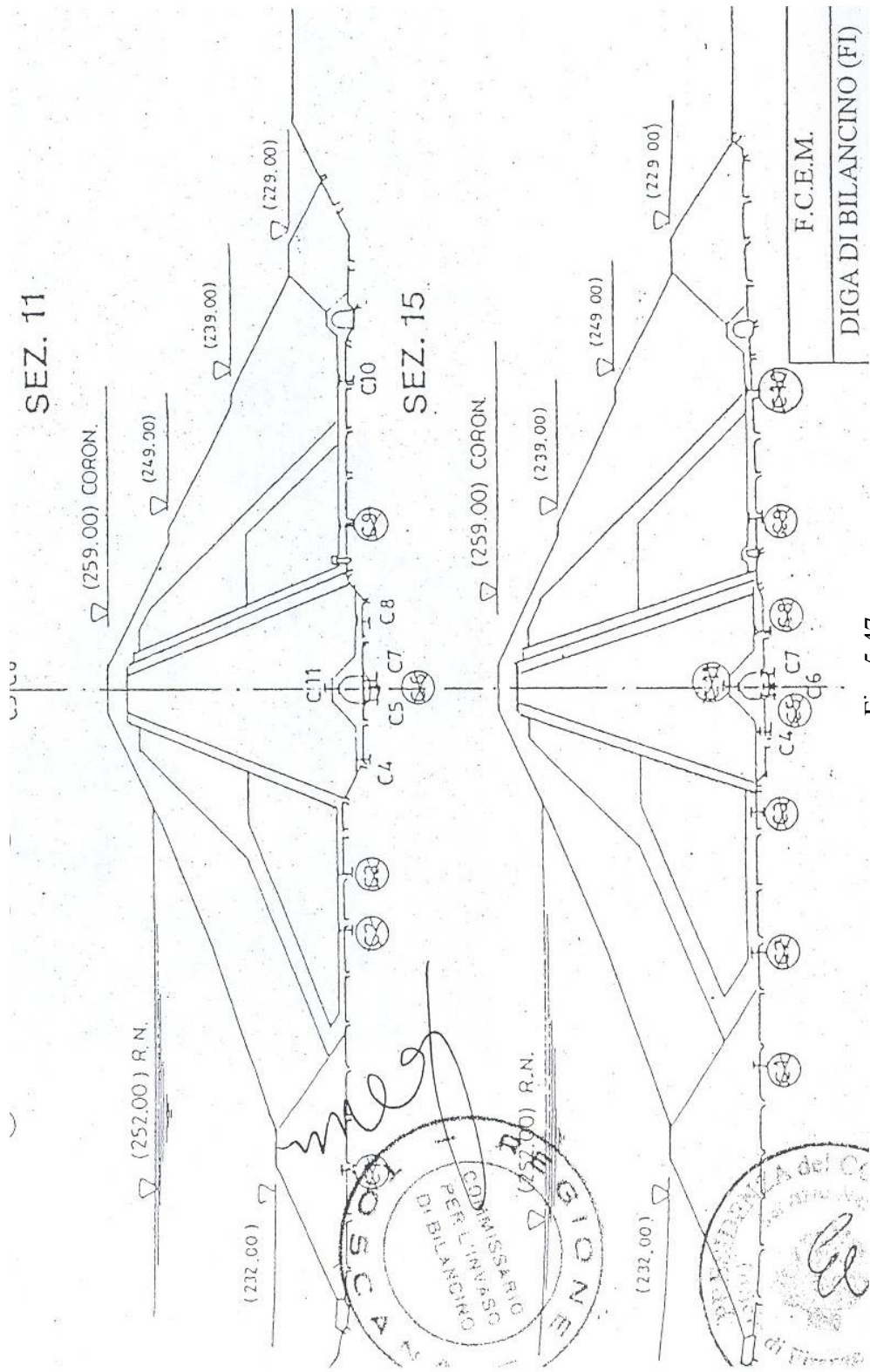


Fig. 5.46

Celle di pressione

Sezioni strumentate	Celle installate	Fuori uso
6	11	5
9	10	4
11	11	5
15	11	8
19	7	1
20	5	-
22	5	-
totale	60	23

Tabella VIII



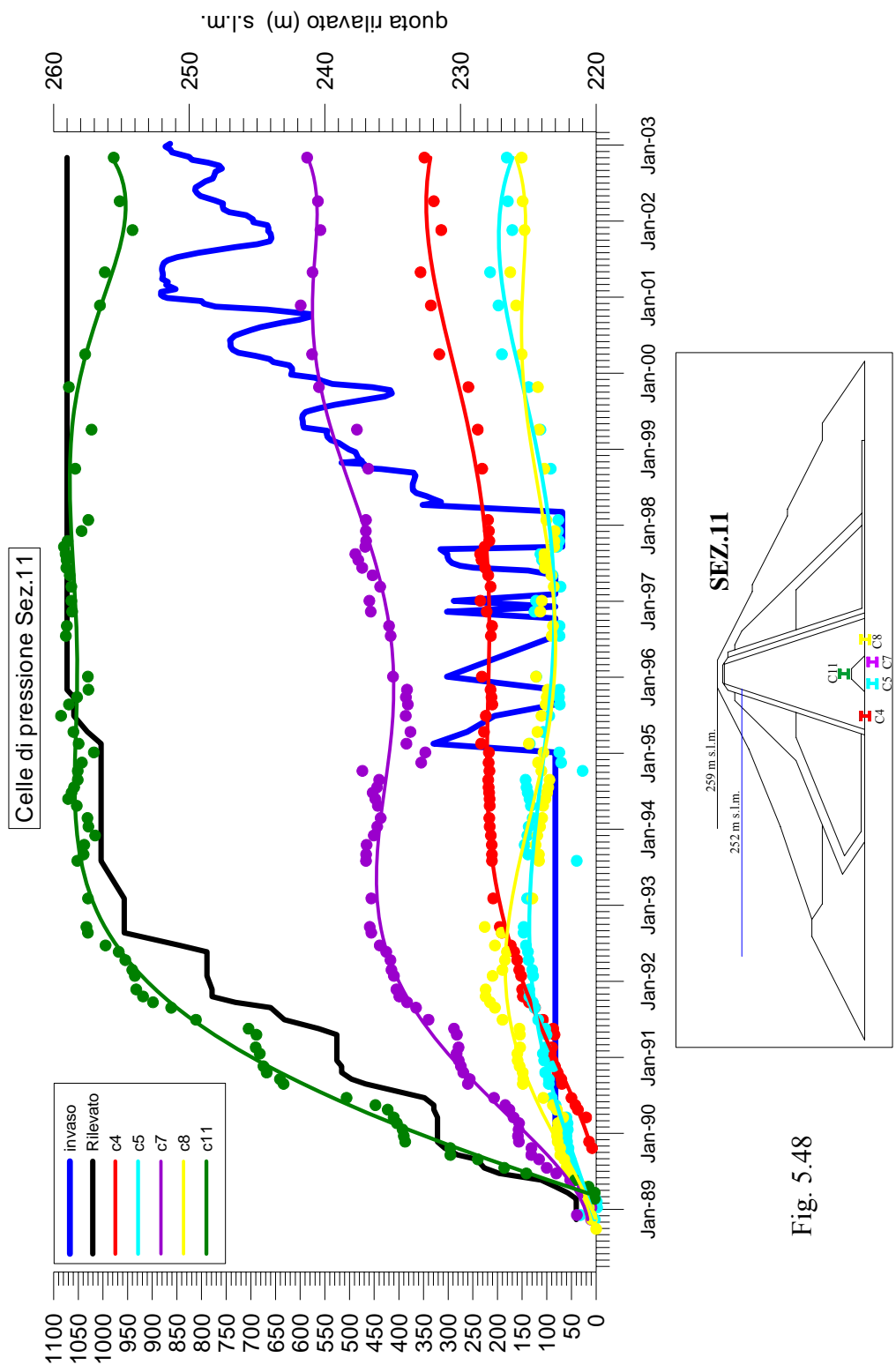


Fig. 5.48

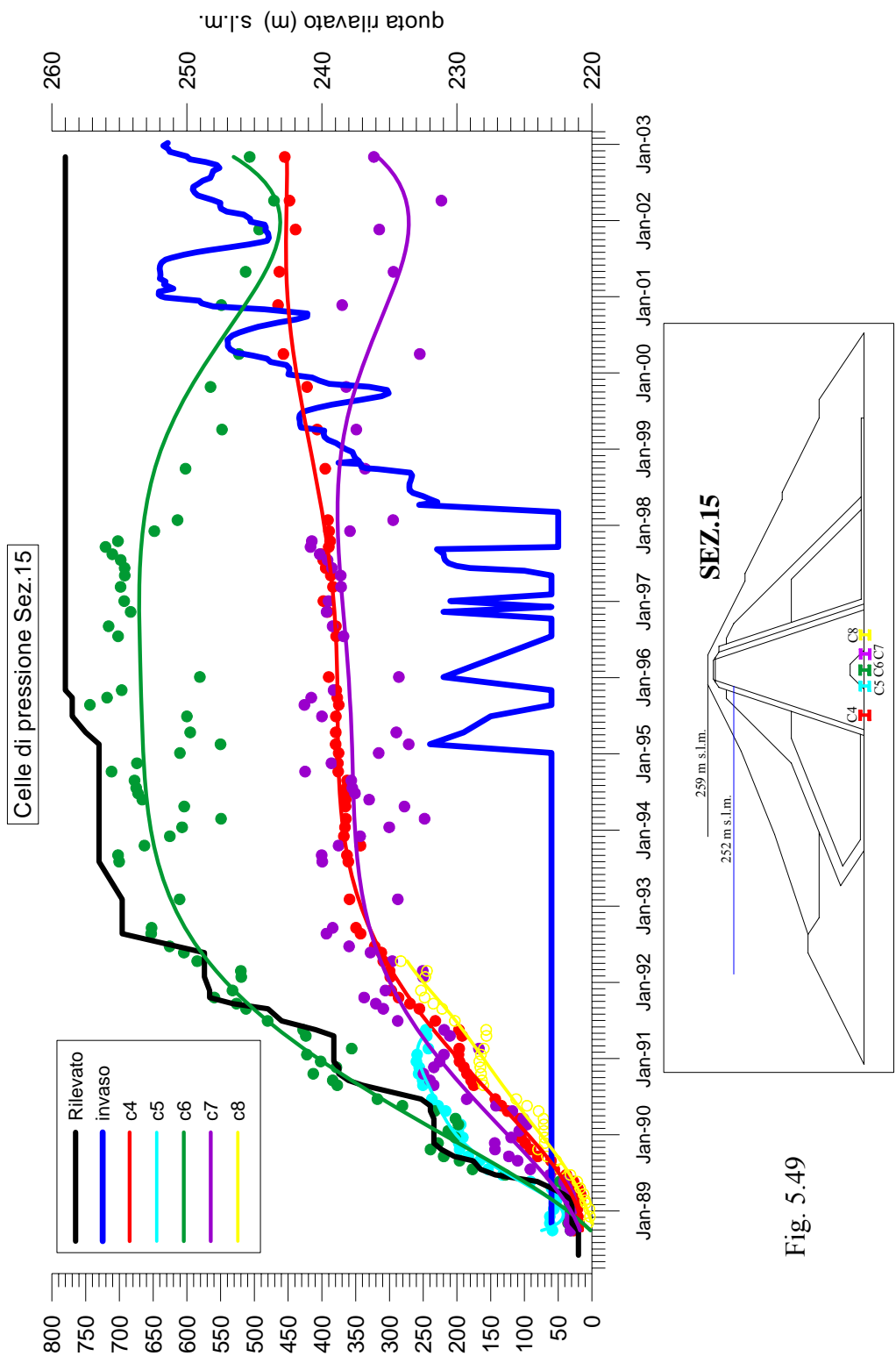


Fig. 5.49

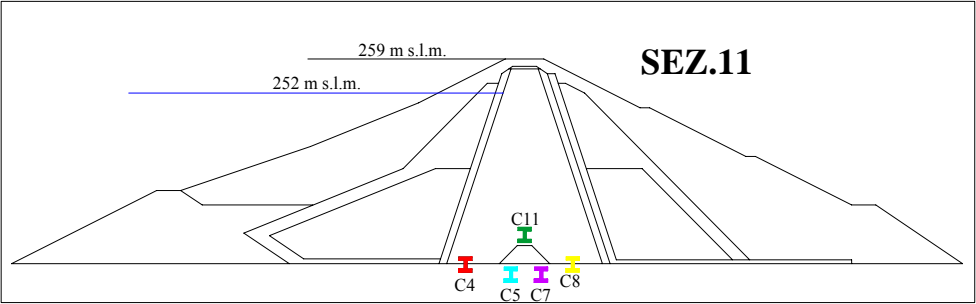
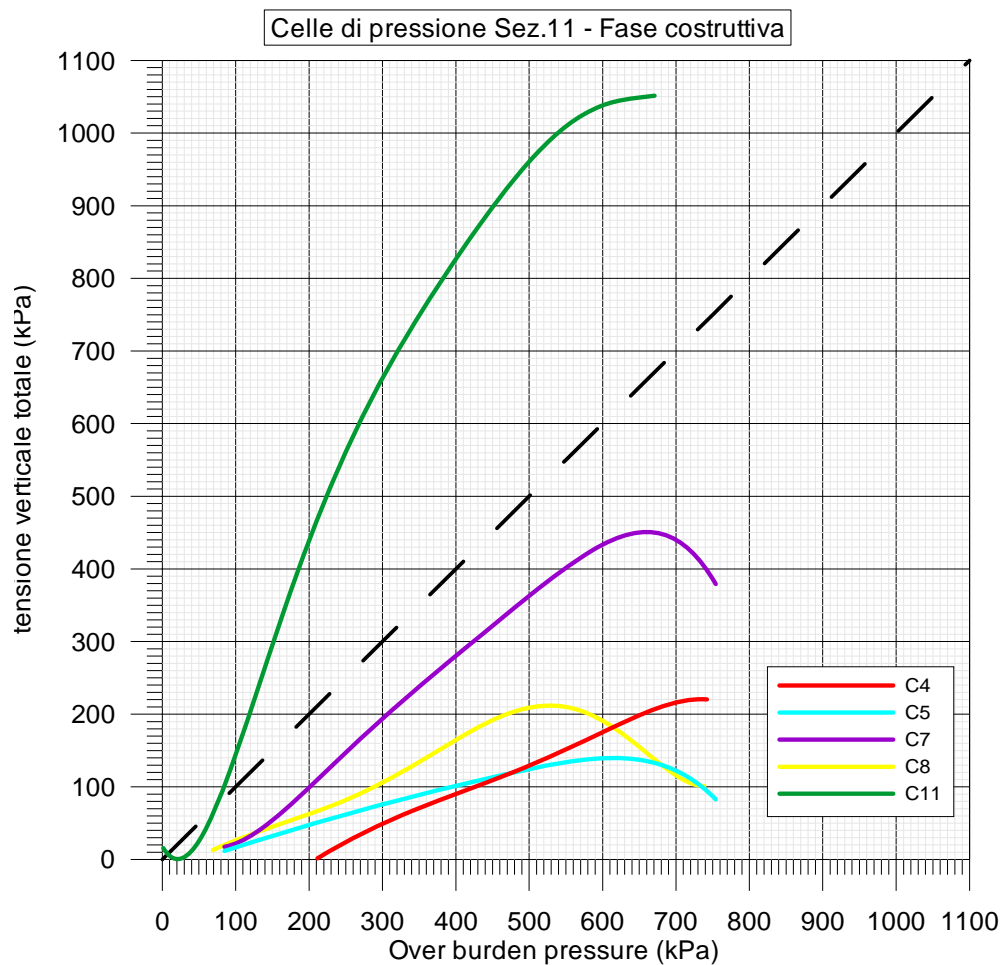


Fig. 5.50

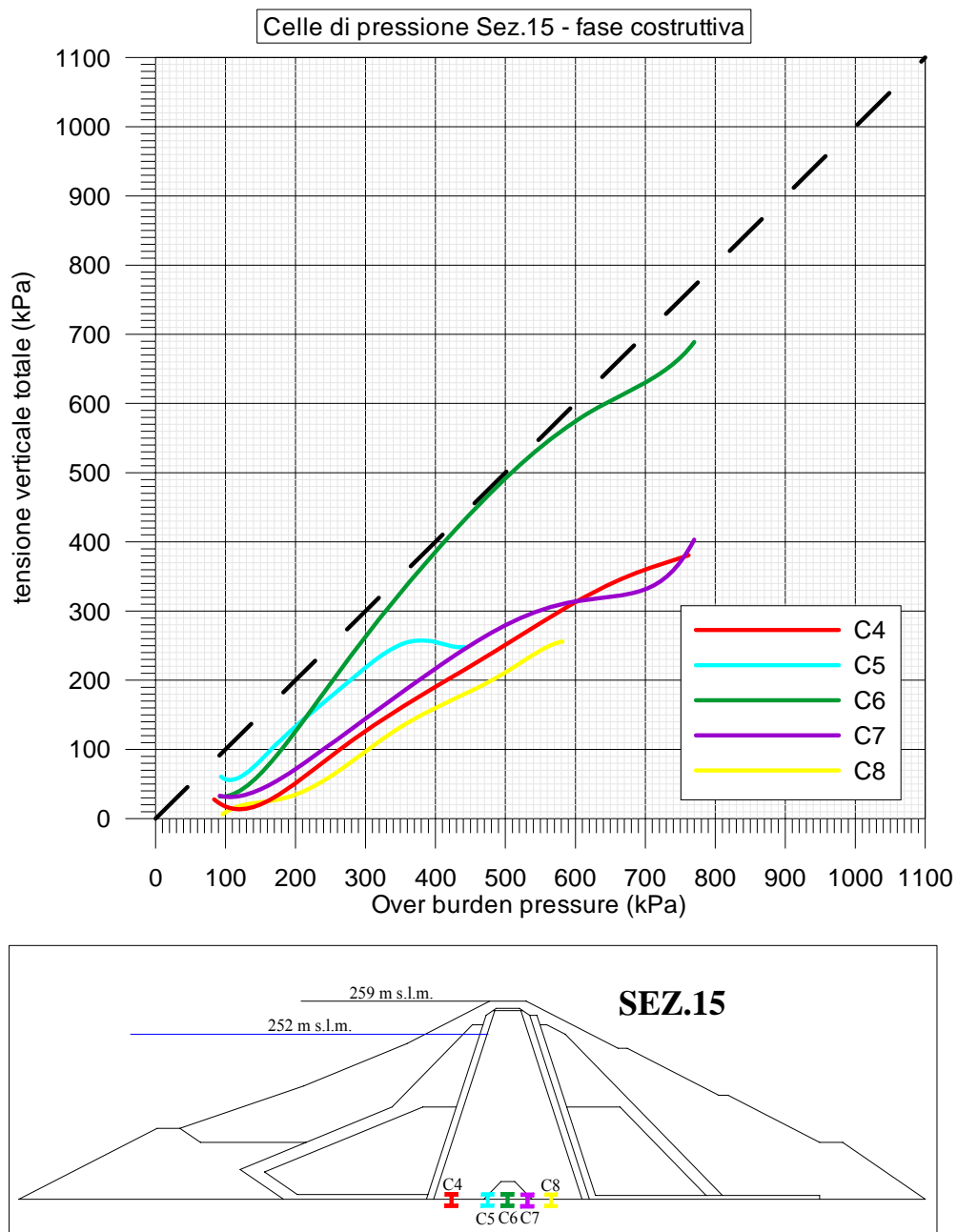


Fig. 5.51

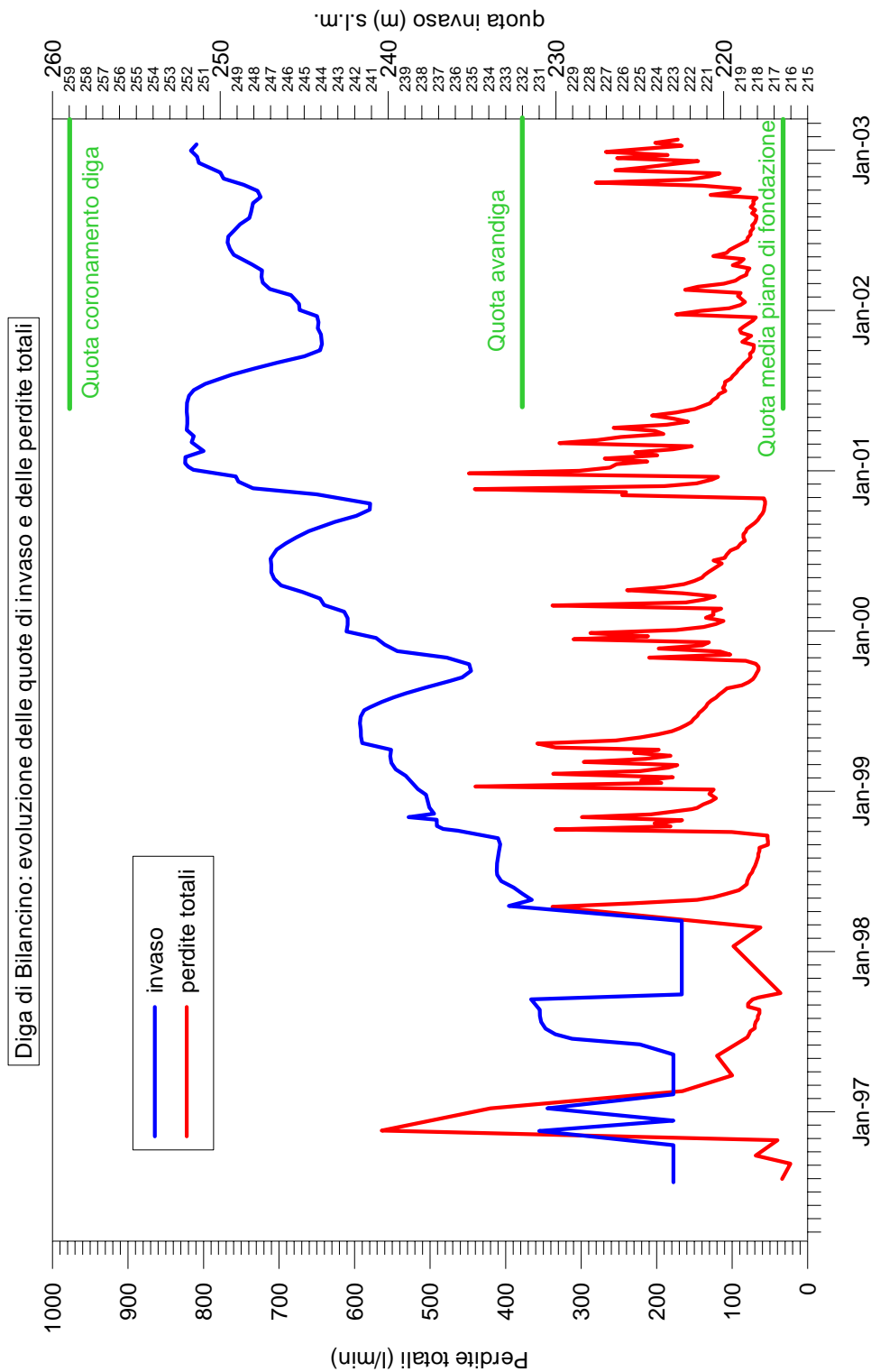


Fig. 5.52

6 CONDIZIONI DI SICUREZZA DELLA DIGA DI BILANCINO

6.1 Descrizione della modellazione adottata

Modellazione della geometria globale ed interna del corpo diga

Rispetto alla sezione tipo di progetto (Fig. 6.1), il cunicolo di ispezione realizzato alla base del nucleo è stato modellato come un blocco unico in calcestruzzo. Sono stati esclusi, invece, dalla modellazione i cunicoli di ispezione e di raccolta drenaggi a valle del corpo diga, lo strato spesso 1 m di argilla plastica alla base del nucleo, la colmata di valle e altri elementi minori. La schematizzazione geometrica adottata nella modellazione è illustrata in Fig. 6.2.

Per quanto riguarda la colmata di valle, il suo effetto di confinamento non dovrebbe influenzare significativamente il comportamento meccanico del nucleo, proprio perché fino a tali quote è di per sé importante il contrasto laterale offerto dallo spessore (in senso orizzontale) dei contronuclei.

Modellazione dei materiali costituenti il corpo diga

La Fig. 6.3 mostra in sintesi il tipo di analisi usata per i vari elementi del corpo diga e il tipo di legame costitutivo adottato.

I contronuclei e il cunicolo di ispezione alla base del nucleo sono stati modellati con un mezzo monofase elastico lineare. Per il nucleo è stato adottato un mezzo polifase ed è stato utilizzato il modello di Cam-Clay Modificato esteso ai terreni parzialmente saturi (per ulteriori approfondimenti sul modello costitutivo adottato e sulle equazioni di governo si rimanda in Appendice A).

È stato escluso dalla modellazione il materiale di fondazione, poiché la sezione d’imposta di Bilancino è situata in corrispondenza di un basamento di roccia tenera. Le misure assestimentriche mostrano tuttavia che la fondazione del corpo diga ha subito un cedimento di qualche rilievo (fino a 15 cm) e che anche da un punto di visto idraulico il terreno di fondazione può avere una certa influenza sulla distribuzione delle pressioni interstiziali nella parte bassa del nucleo.

Modellazione delle fasi costruttive

Le fasi costruttive sono state modellate con particolare attenzione. Il comportamento della diga in questo frangente è infatti intimamente legato a quello dei lavori. La realizzazione degli strati successivi della diga, oltre a caricare gli strati sottostanti, altera la permeabilità, le condizioni di drenaggio e quindi tutto il comportamento dell'opera.

L'analisi numerica va assolutamente eseguita “costruendo” per strati la diga, scegliendo una discretizzazione che comunque riproduca nel modo più fedele possibile i vari intervalli di posa in opera (in cui avviene la consolidazione). solo in questo modo si possono cogliere numerose trasformazioni di proprietà che avvengono nel materiale da nucleo (saturazione per compressione) o l'insorgere di migrazioni tensionali (effetto arco) significative solo da una certa quota in poi.

Nella Fig. 6.4 sono state riportate le quote di costruzione raggiunte nei vari anni nelle sezioni 11 e 15 ed anche quelle proposte nell'analisi.

Gli elementi finiti di ciascuno strato sono stati attivati in due passi successivi; il primo applica il peso proprio in un tempo relativamente breve (100 secondi); il secondo impone un tempo di consolidazione ricavato dalla discretizzazione della reale legge di variazione temporale delle quote di rilevato.

Modellazione delle condizioni al contorno e iniziali

Agli elementi attivati vengono assegnate condizioni iniziali di tensione totale nulla. In dipendenza del valore del grado di saturazione S_r , gli elementi assumeranno un valore negativo di u_{w0} e un valore positivo della tensione efficace $\sigma' = -S_r * u_{w0}$.

Il grado di saturazione del nucleo, in accordo con quanto osservato nel § 5.2) viene ipotizzato variabile con l'altezza (Fig. 6.4). La Fig. 6.5 mostra in maniera sintetica come varia il valore medio del grado di saturazione al variare dell'altezza del rilevato, mentre la Fig. 6.6 illustra come è stata modellato il diverso grado di saturazione per le varie zone del nucleo.

Ai nodi a contatto con la fondazione vengono bloccati i due gradi di libertà di traslazione del piano: lo spostamento verticale perché si è supposta la fondazione rigida, quello orizzontale perché si ritiene che il forte attrito che si sviluppa al contatto impedisca movimenti orizzontali.

In merito alle condizioni idrauliche assegnate alla base del nucleo le Figg. 5.25-26 mostrano, per la sezione 11 e 15, dei valori di risalita dei piezometri all'interno del terreno di fondazione pressoché costanti durante tutta la fase costruttiva ad una quota superiore a quella del piano di fondazione come rappresentato anche in Fig. 6.7.

In fase costruttiva, nella parte di contorno alla base del nucleo indicata in figura Fig. 6.8 si è pertanto imposto il corrispondente valore di pressione interstiziale.

Le condizioni di drenaggio sul contorno laterale del nucleo sono state assunte imponendo una superficie di filtrazione. Il codice di calcolo Abaqus prevede, infatti, la possibilità di specificare una superficie di filtrazione nella quale se $u_w < 0$ ($S_r < 1$), non c'è espulsione di acqua dal nucleo, nella parte di superficie nella quale, invece, si hanno $u_w > 0$ è permessa la filtrazione verso l'esterno e al contorno viene posta $u_w = 0$.

6.2 Confronto fra i risultati delle analisi e le misure di monitoraggio

La back-analysis cerca di riprodurre, il più fedelmente possibile, i risultati reali acquisiti con gli strumenti di misura (previamente installati nell'opera o posti solo per un rilievo attuale). Le interpretazioni sul comportamento meccanico che si traggono con questa procedura si basano sull'ipotesi, non sempre verosimile, che l'aver simulato la situazione tensio-deformativa finale autorizzi non solo a formulare ragionamenti intorno alle cause storiche che hanno generato lo status quo, ma anche a operare delle proiezioni verso il futuro.

In merito ai parametri di ingresso sono stati mantenuti fissi alcuni dati (quelli che infondono una certa sicurezza intorno alla loro provenienza, determinazione e significatività statistica) tentando, quindi, di cogliere il comportamento dell'opera proprio tramite un numero di parametri con buona probabilità rappresentativi della realtà. Sono stati assunti in questo modo:

- l'indice dei vuoti
- peso per unità di volume del secco

- grado di saturazione iniziale
- parametri del modello di Cam-Clay (λ, k, M)
- tensione media efficace iniziale

Le altre grandezze sono state invece determinate con una procedura di “migliore accordo” (*best fitting*). In particolare le caratteristiche elastiche dei rinfianchi sono state ottenute tentando di riprodurre i risultati delle colonne assestimetrie ubicate nei contronuclei ottenendo comunque valori confrontabili con quelli derivati dalle prove in sito. E’ risultato tuttavia difficile cogliere l'evoluzione nel tempo dei cedimenti misurati con un modello elastico lineare.

La tabella I indica i valori utilizzati nell’analisi numerica condotta. Per la relazione che lega il grado di saturazione alla suzione è stata considerata una legge di variazione lineare, associando ad un grado di saturazione $S_r=0,87$ un valore di suzione di 115 kPa, e per $S_r=0,95$ un valore di suzione di 20 kPa.

In generale, un confronto tra i valori indicati in tabella I e i valori ottenuti dalle prove in sito e in laboratorio mostra una sostanziale coincidenza dei valori con variazioni dell’ordine del punto percentuale.

Si è scelto di riprodurre l'evoluzione delle fasi costruttive e di invaso per le verticali assestimetrie AP1 e AP2 e per le celle piezometriche del nucleo nella sezione 11 e 15.

Nel seguito vengono mostrati i risultati delle analisi numeriche, che complessivamente, sembrano rappresentare abbastanza bene il comportamento complessivo dell’opera.

Cedimenti

Come già osservato nel capitolo relativo al monitoraggio, le curve assestimetrie mostrano la presenza di cedimenti del piano di fondazione. Di questa componente si è tenuto conto ipotizzando, per le verticali assestimetrie AP1 un cedimento massimo del piano di fondazione di 12 cm a fine costruzione e di 6 cm quando il rilevato ha raggiunto la quota 248,5 m s.l.m.. La Fig. 6.12 mostra come sia stata ipotizzata l’influenza del cedimento di fondazione sulla distribuzione dei cedimenti con l’altezza del rilevato per le verticali AP1 e AP2. In Fig. 6.13 sono

indicati i riferimenti temporali presi per le successive rappresentazioni delle curve assestimentriche durante le fasi di costruzione e di successivo invaso.

I risultati dell'analisi numerica (Figg.6.11-18) sono stati diagrammati tenendo conto di questa distribuzione spaziale dei cedimenti. I grafici mostrano un cedimento finale massimo molto prossimo a quello misurato.

Pressioni interstiziali

Le Figg. 6.19-21 confrontano le evoluzioni di quota piezometrica calcolate e misurate all'interno del nucleo, nella sezione 11. Le evoluzioni delle quote calcolate mostrano un ritardo iniziale nella risposta di alcuni piezometri, ma sembrano cogliere bene i valori misurati sia nella fase finale di costruzione che di successiva consolidazione.

Le evoluzioni nella fase di invaso sembrano essere colte bene soltanto dai piezometri posizionati in asse al nucleo o vicini al contorno di valle, mentre non vengono riprodotte in modo soddisfacente le evoluzioni delle quote dei piezometri più vicini al contorno di monte.

Infine, i risultati ottenuti hanno fatto rilevare che una più precisa corrispondenza tra i valori delle grandezze misurate e i valori delle grandezze calcolate è possibile sia modellando il terreno di fondazione in termini di caratteristiche meccaniche e idrauliche sia indagando ulteriormente sulle rigidità relative tra i fianchi e il nucleo.

6.3 Analisi delle condizioni di sicurezza nelle fasi di primo invaso: Fratturazione idraulica - Confronto tra i dati di monitoraggio e i risultati del modello

In Fig. 6.23 sono riportati per curve di livello i valori del rapporto $F_1 = p_w / u$ ottenuti dalle misure di pressione interstiziale. Le immagini isocrone sono riferite a tre diverse successive fasi d'invaso (1,2,3) che fanno riferimento alle condizioni riportate nella Fig. 6.22 .

Il raffronto qualitativo di queste immagini con quella precedentemente mostrata nel capitolo 2 (Fig. 2.34) per condizioni di flusso stazionarie in un mezzo omogeneo, evidenzierebbe la presenza di una anomalia (Fig. 6.23 - *fase 2*): le curve di livello presentano nella parte alta del nucleo una piegatura verso valle, creando una zona nella quale il valore di F_1 è prossimo all'unità.

La Fig. 6.23 - *fase 3* mostra che l'anomalia osservata precedentemente è quasi completamente scomparsa, le curve di livello tendono nuovamente ad assumere andamenti subverticali a segnalare una omogenea dissipazione del carico idraulico nel corpo del nucleo.

La situazione descritta in Fig. 6.23 - *fase 2* corrisponde con le osservazioni precedentemente svolte in merito a una zona di maggiore permeabilità presente attorno alla quota d'installazione dei piezometri P31, P32 e P33. Una possibile spiegazione è che in questa zona si siano create le condizioni per fenomeni locali di fratturazione idraulica, fenomeni che peraltro si arrestano (chiusura delle fessure per compressione), come testimoniato dalle successive distribuzioni delle pressioni interstiziali (Fig. 6.23 - *fase 3*) e dall'ottimo comportamento complessivo dell'opera (riduzione nel tempo delle portate filtranti).

Una interessante conferma all'ipotesi avanzata si ottiene dall'analisi dello stato tensionale presente nella *fase 2* di invaso, ed in quelle che la precedono, ottenuto dai risultati del modello matematico dell'opera messo a punto. In Fig. 6.24 sono riportati per curve di livello i valori del rapporto $F_2 = \sigma_3 / p_w$ nelle fasi 1 e 2. Si nota abbastanza chiaramente come nella zona prossima al paramento di monte del nucleo, potenzialmente interessata da fenomeni locali di fratturazione idraulica, siano presenti valori di F_2 prossimi all'unità, che, come detto, segnalano l'esistenza di condizioni di stato di sforzo favorevoli al verificarsi del fenomeno. Oltre alla

conferma dell'ipotesi fatta, il risultato ottenuto è di particolare interesse perché evidenzierebbe la possibilità di conoscere preventivamente (prima del reale invaso) le zone che possono essere soggette a fenomeni locali di fratturazione idraulica.

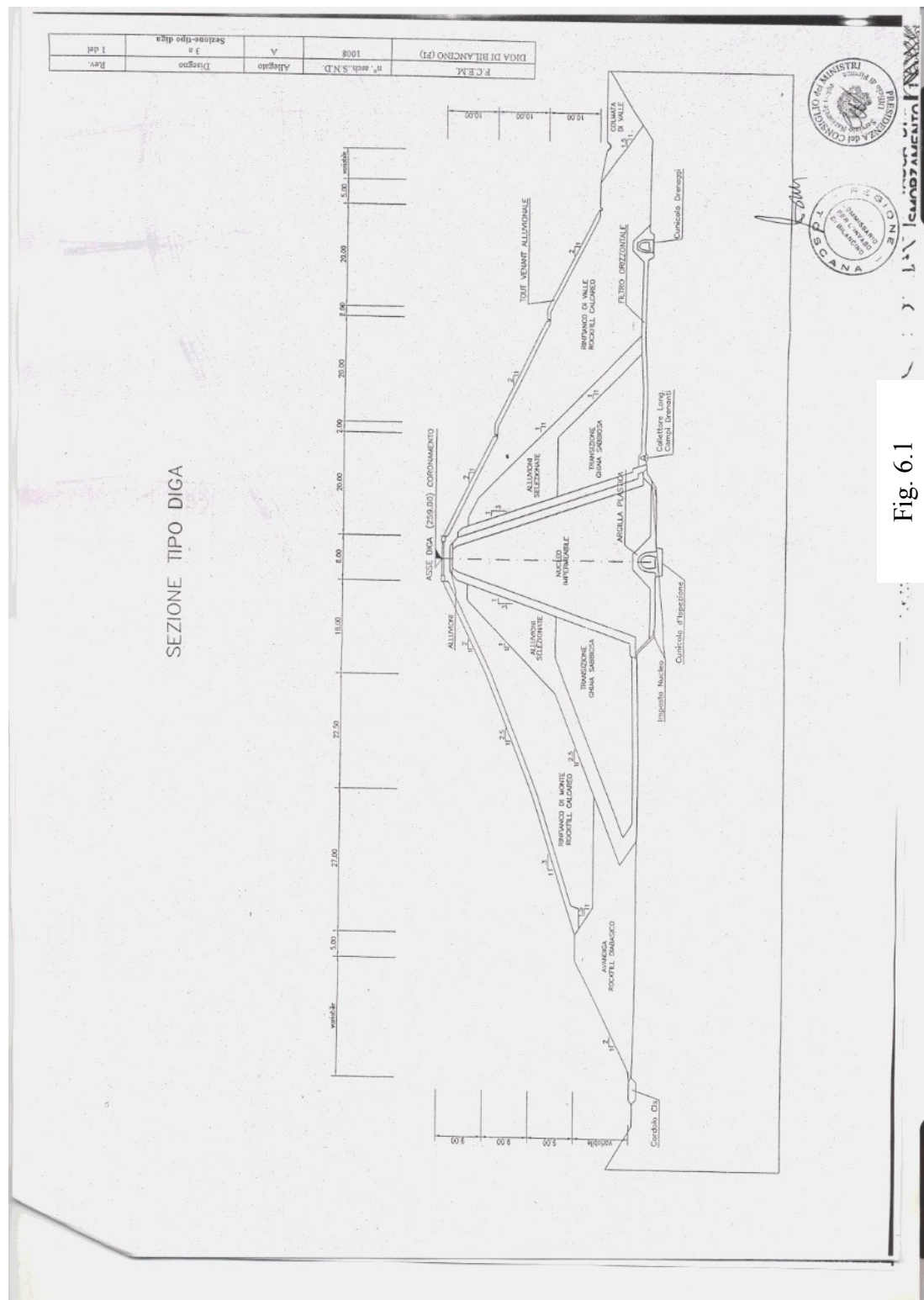


Fig. 6.1

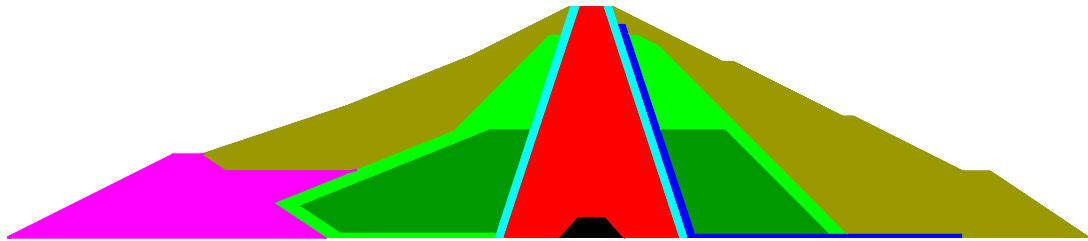


Fig. 6.2 Schematizzazione geometrica

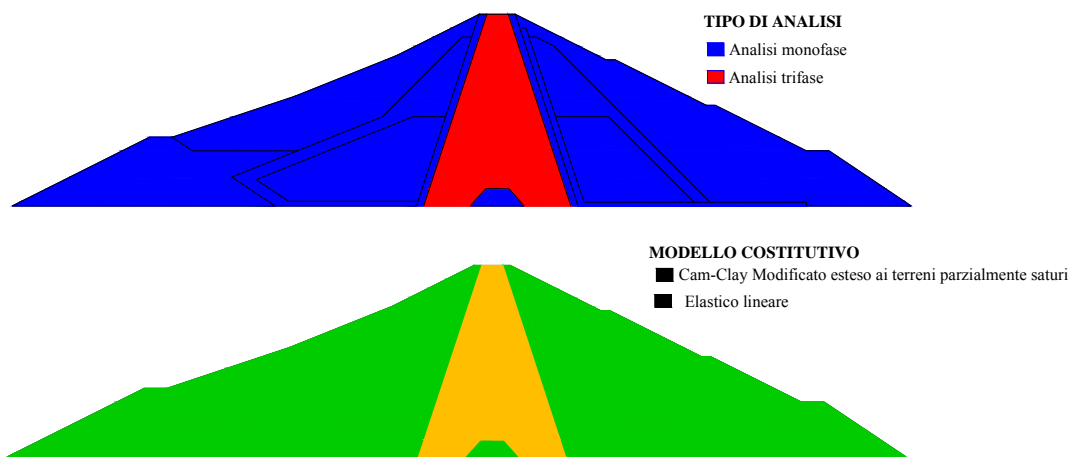


Fig. 6.3 Modellazione dei materiali costituenti il corpo diga

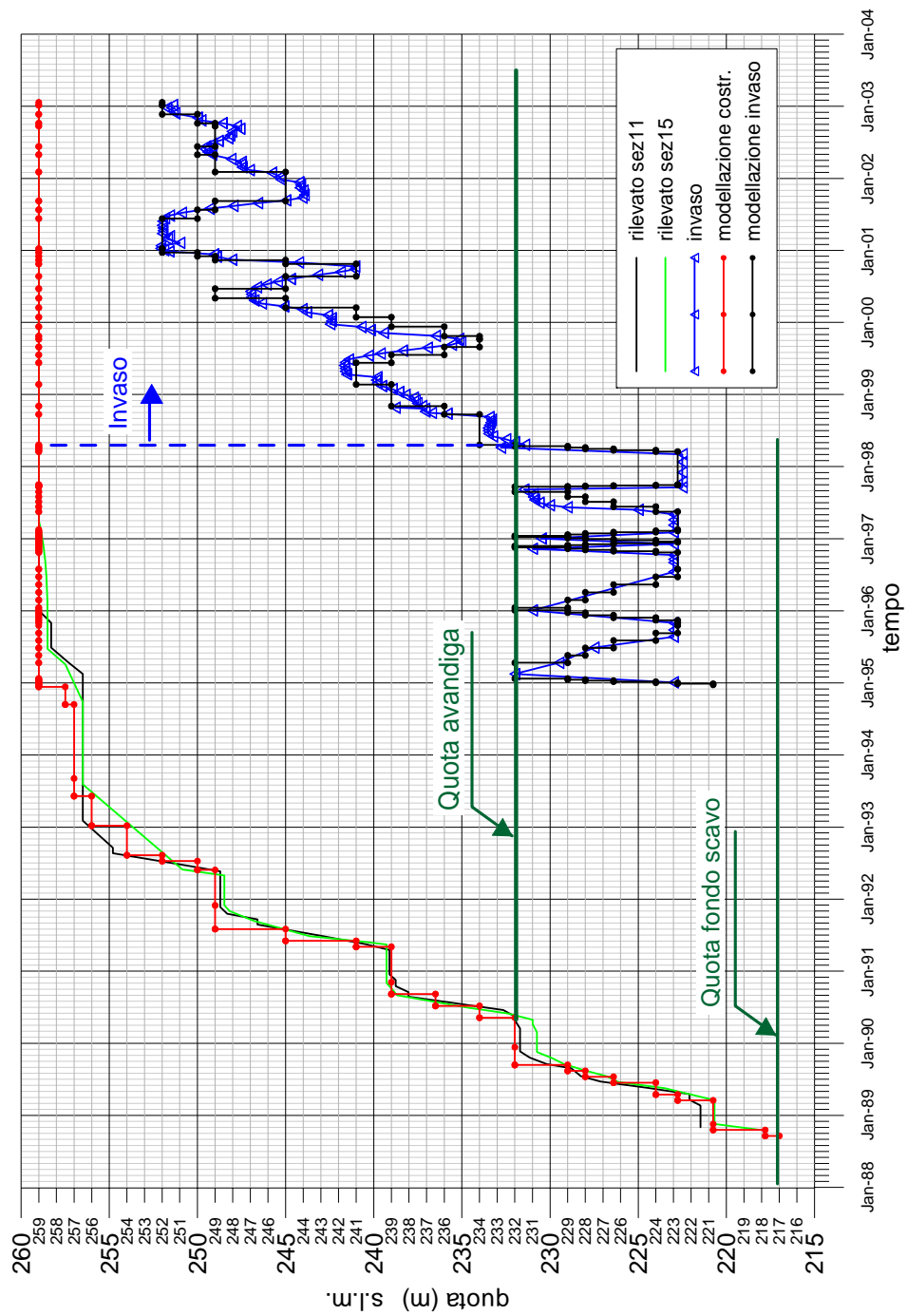


Fig. 6.4 Modellazione delle fasi costruttive e di invaso



Fig. 6.5 - Variazione del grado di saturazione con l'altezza

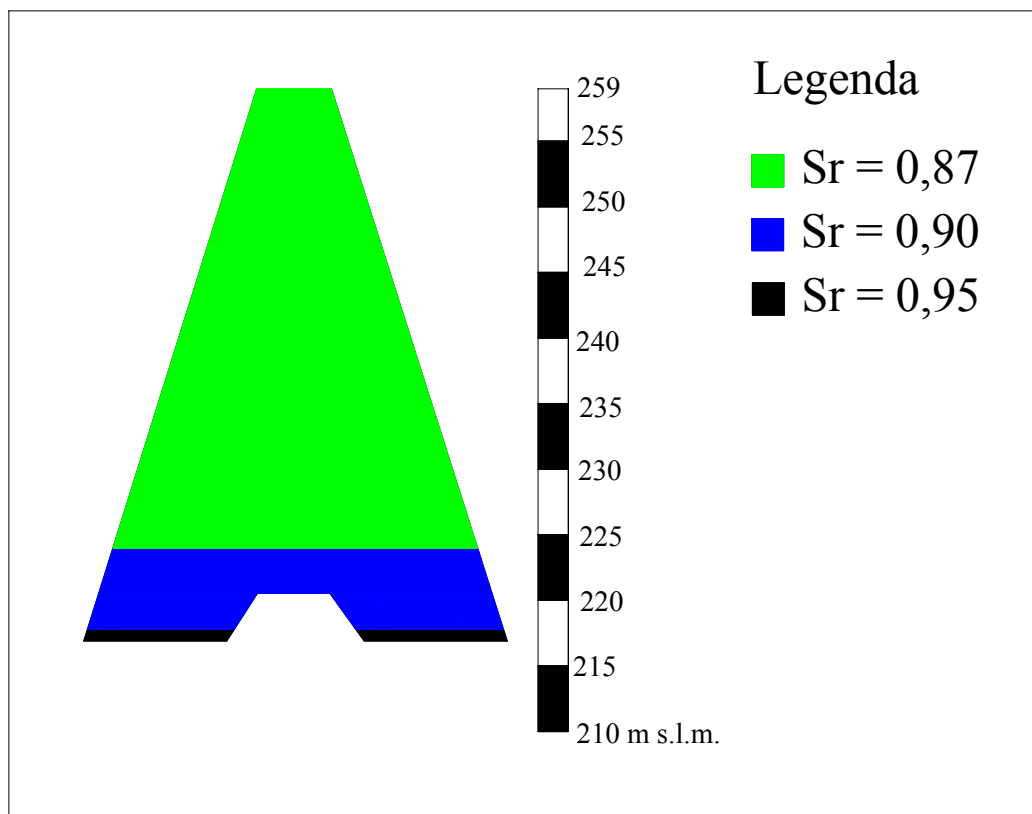


Fig. 6.6 - modellazione del grado di saturazione iniziale all'interno del nucleo

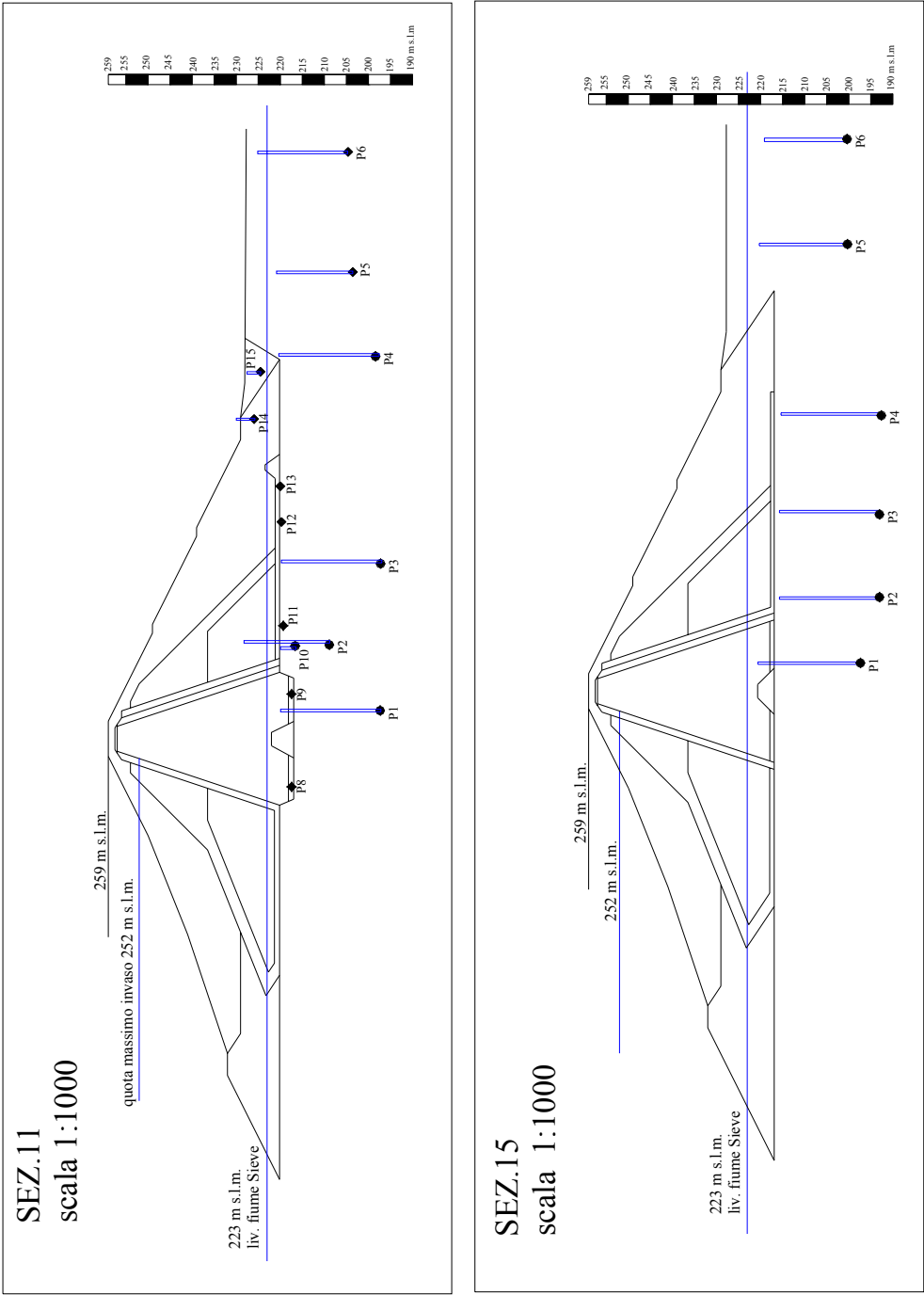


Fig. 6.7

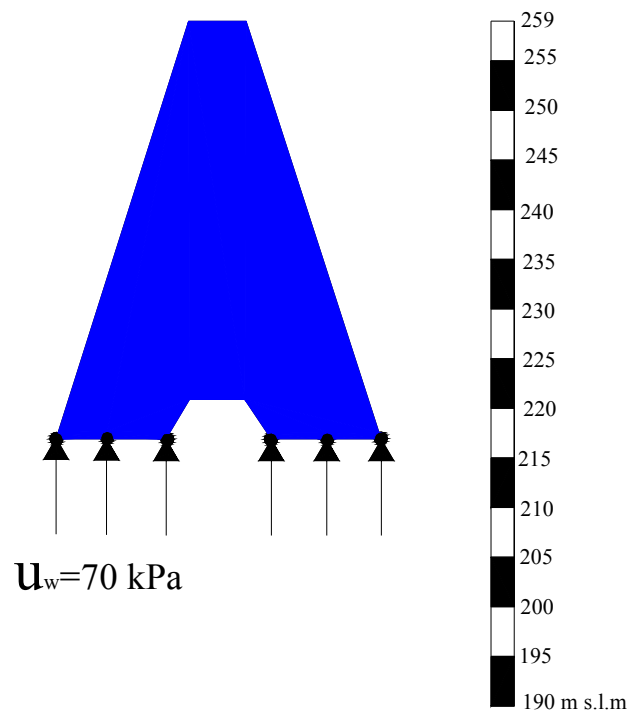


Fig. 6.8 – Modellazione delle condizioni idrauliche alla base del nucleo

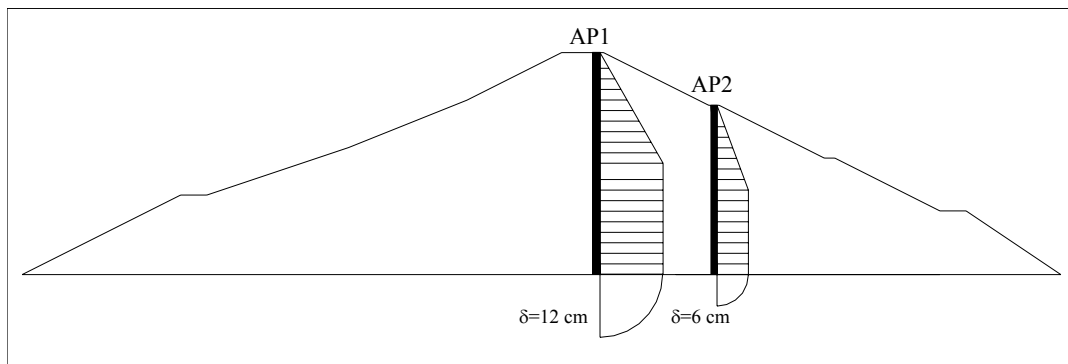


Fig. 6.9 – Distribuzione del cedimento di fondazione lungo le verticali assestimentriche

NUCLEO	Analisi accoppiata	indice di plasticità IP	
		γ_s (kN/m ³)	
		γ_d (kN/m ³)	17.84
		G_s	2.5
		indice dei vuoti iniziale e	0.51
	Cam-Clay modificato esteso ai terreni parzialmente saturi	grado di saturazione iniziale S_r	0.87-0.95
		coeff. Permeabilità K (m/s)	1.0E-10
		primo carico λ	0.1
		scarico carico k	0.01
		coeff. Di Poisson	0.3
		angolo d'attrito ϕ'	
		stato critico M	1
		suzione iniziale s (kPa)	115-20
		tens. precon. media efficace p'_c (kPa)	300
FILTRI	Analisi disaccoppiata Elasticità lineare	Modulo di Young E (MPa)	45
		coeff. Di Poisson	0.3
		γ_d (kN/m ³)	18
MATERIALE DI TRANSIZIONE	Analisi disaccoppiata Elasticità lineare	Modulo di Young E (MPa)	45
		coeff. Di Poisson	0.3
		γ_d (kN/m ³)	21.5
ROCKFILL	Analisi disaccoppiata Elasticità lineare	Modulo di Young E (MPa)	100
		coeff. Di Poisson	0.3
		γ_d (kN/m ³)	22.2
cunicolo (CLS)	Analisi disaccoppiata Elasticità lineare	Modulo di Young E (MPa)	30000
		coeff. Di Poisson	0.25
		γ_d (kN/m ³)	25

Tabella II

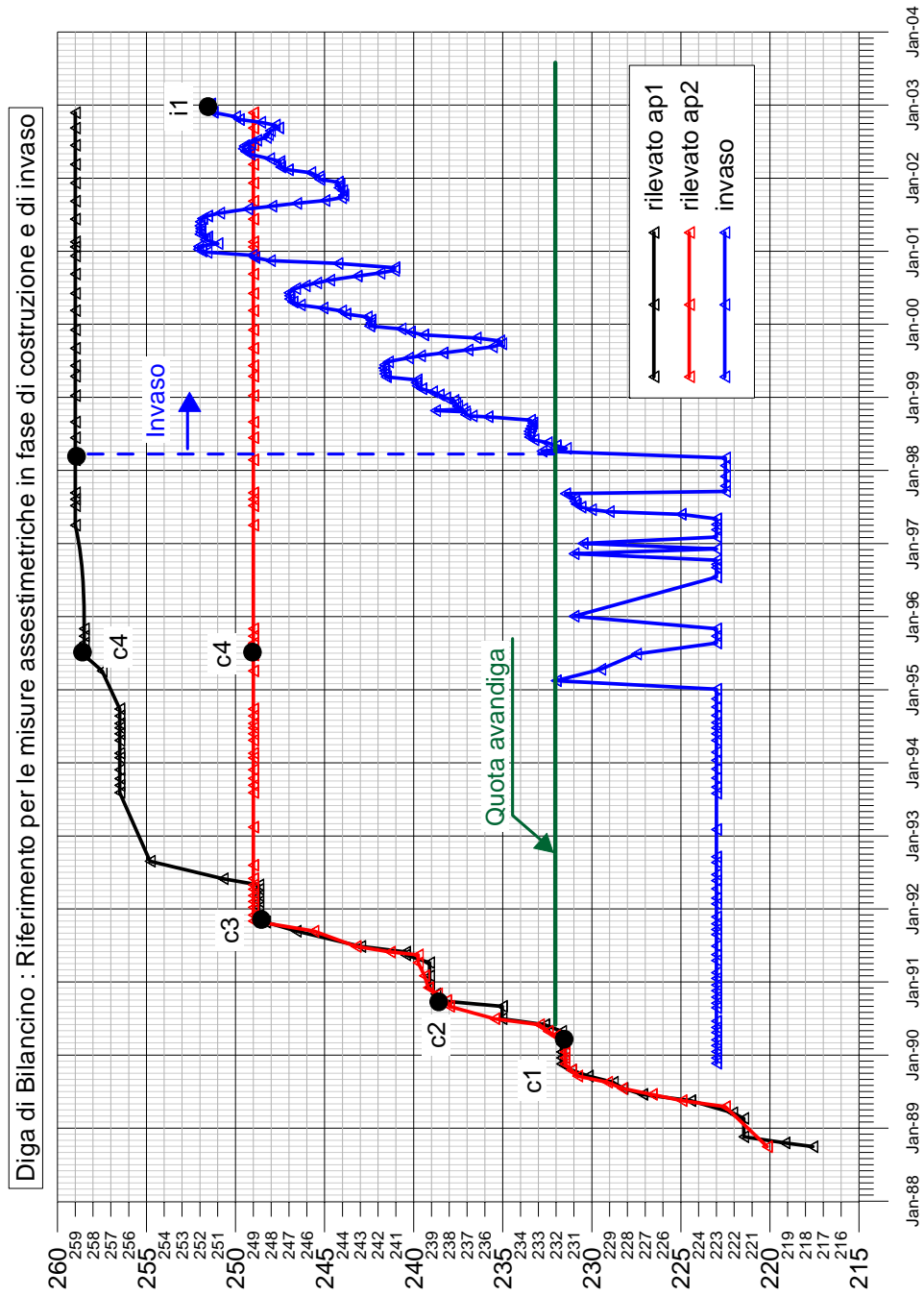


Fig. 6.10

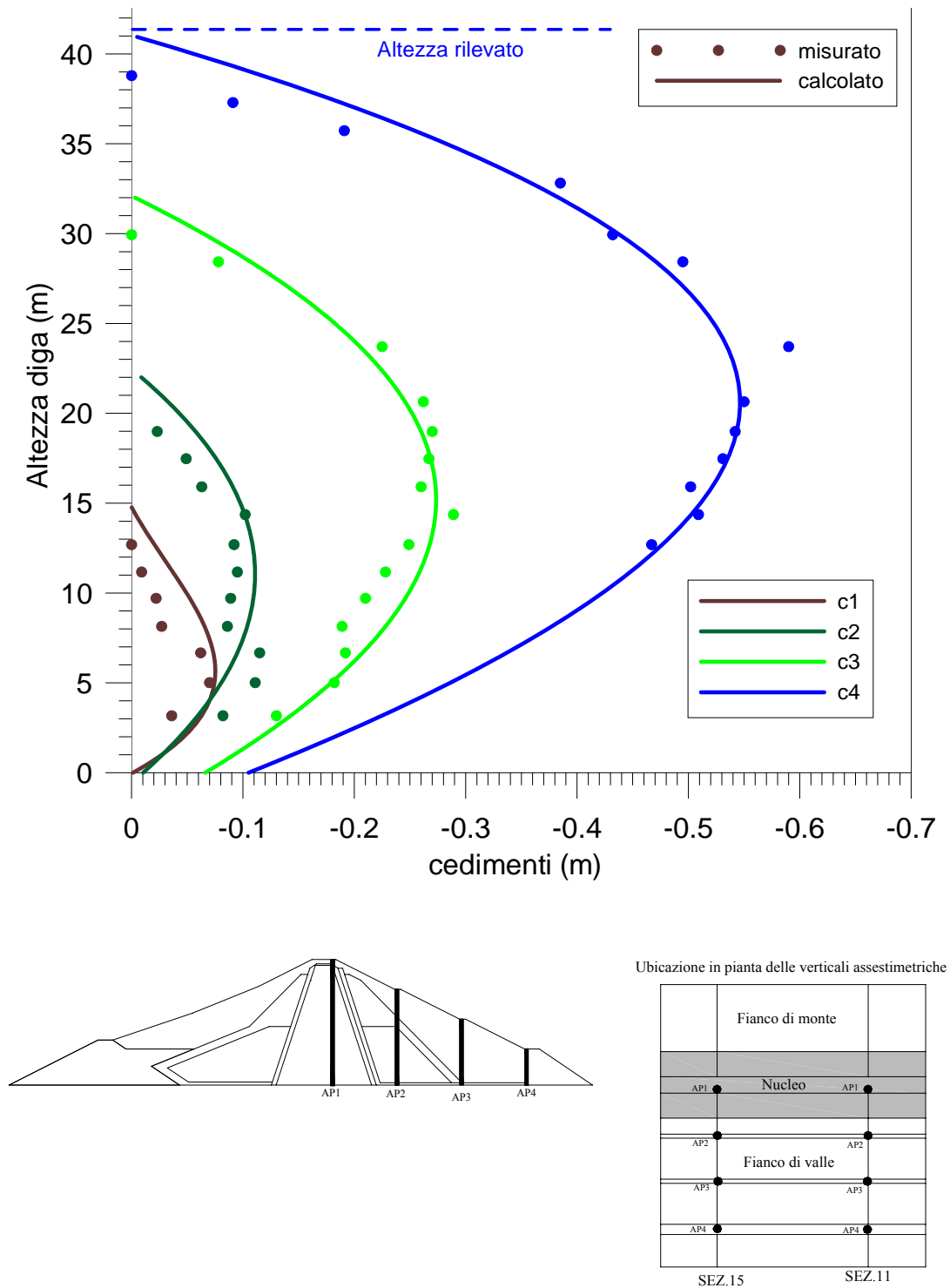


Fig. 6.11 - Curve assestimentriche Sez.11 AP1 durante la fase costruttiva:
confronto valori misurati e calcolati

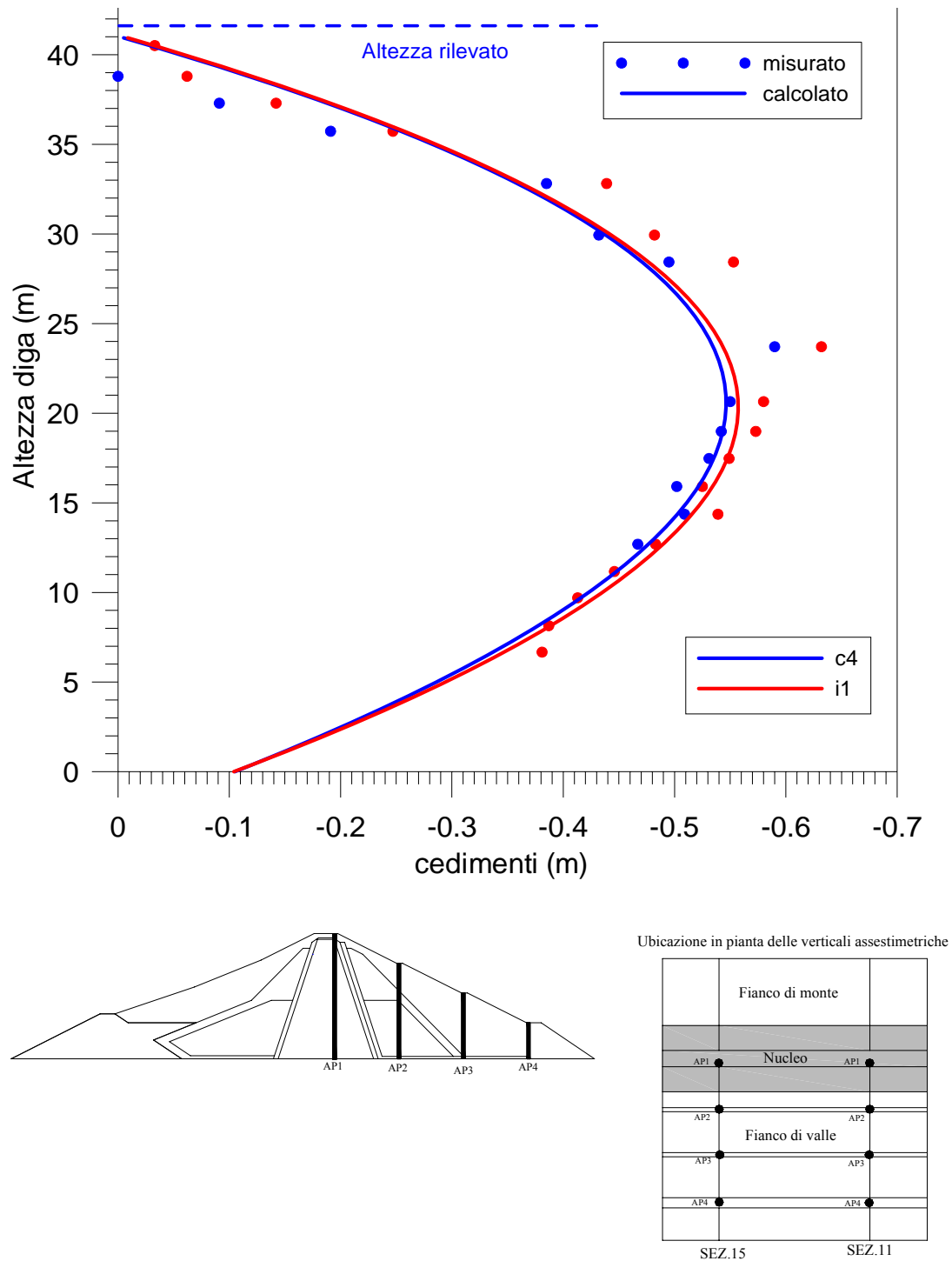


Fig. 6.12 - Curve assestimentriche Sez.11 AP1 durante la fase di invaso:
confronto valori misurati e calcolati

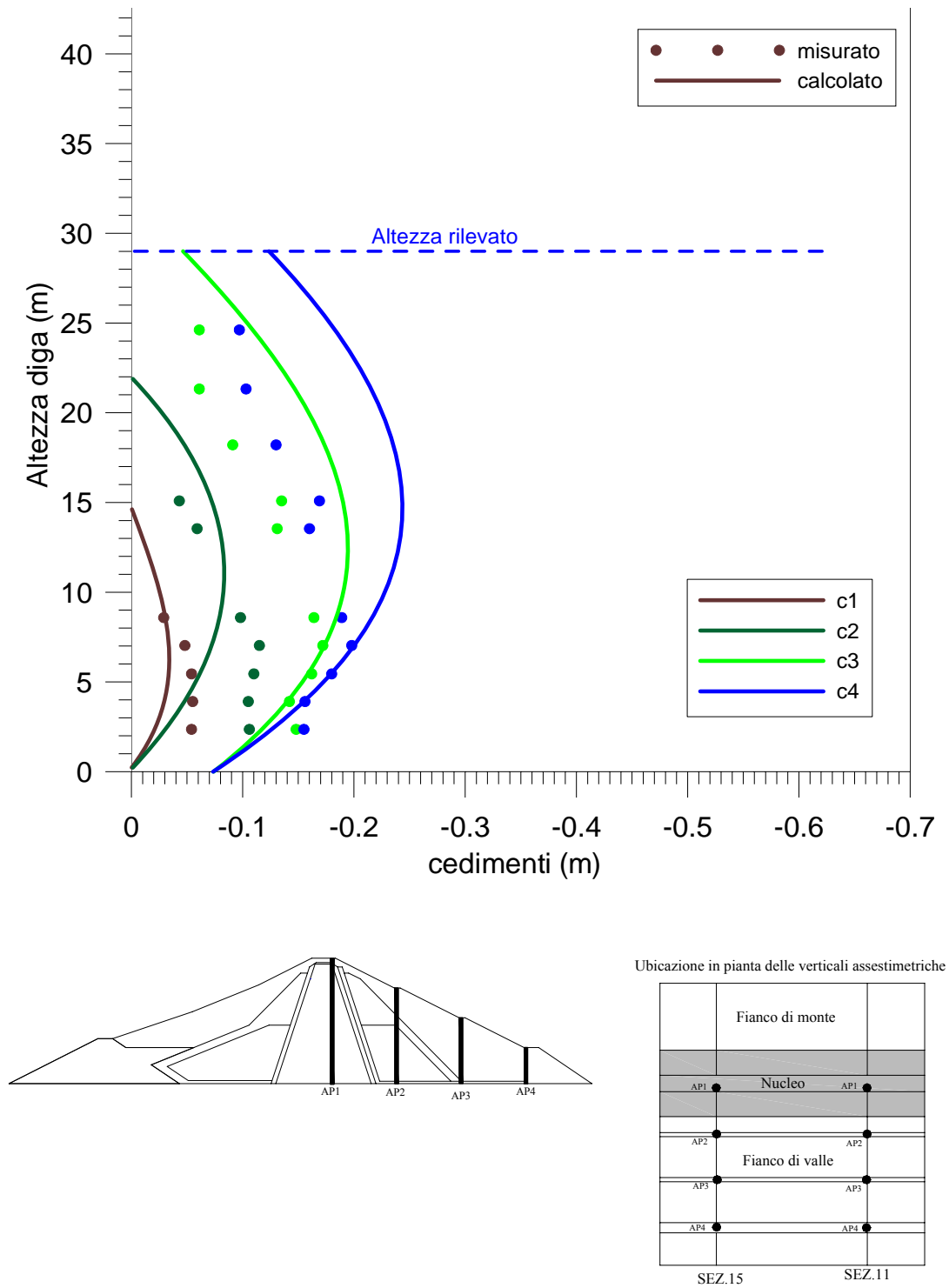


Fig. 6.13 - Curve assestimentriche Sez.11 AP2 durante la fase costruttiva:
confronto valori misurati e calcolati

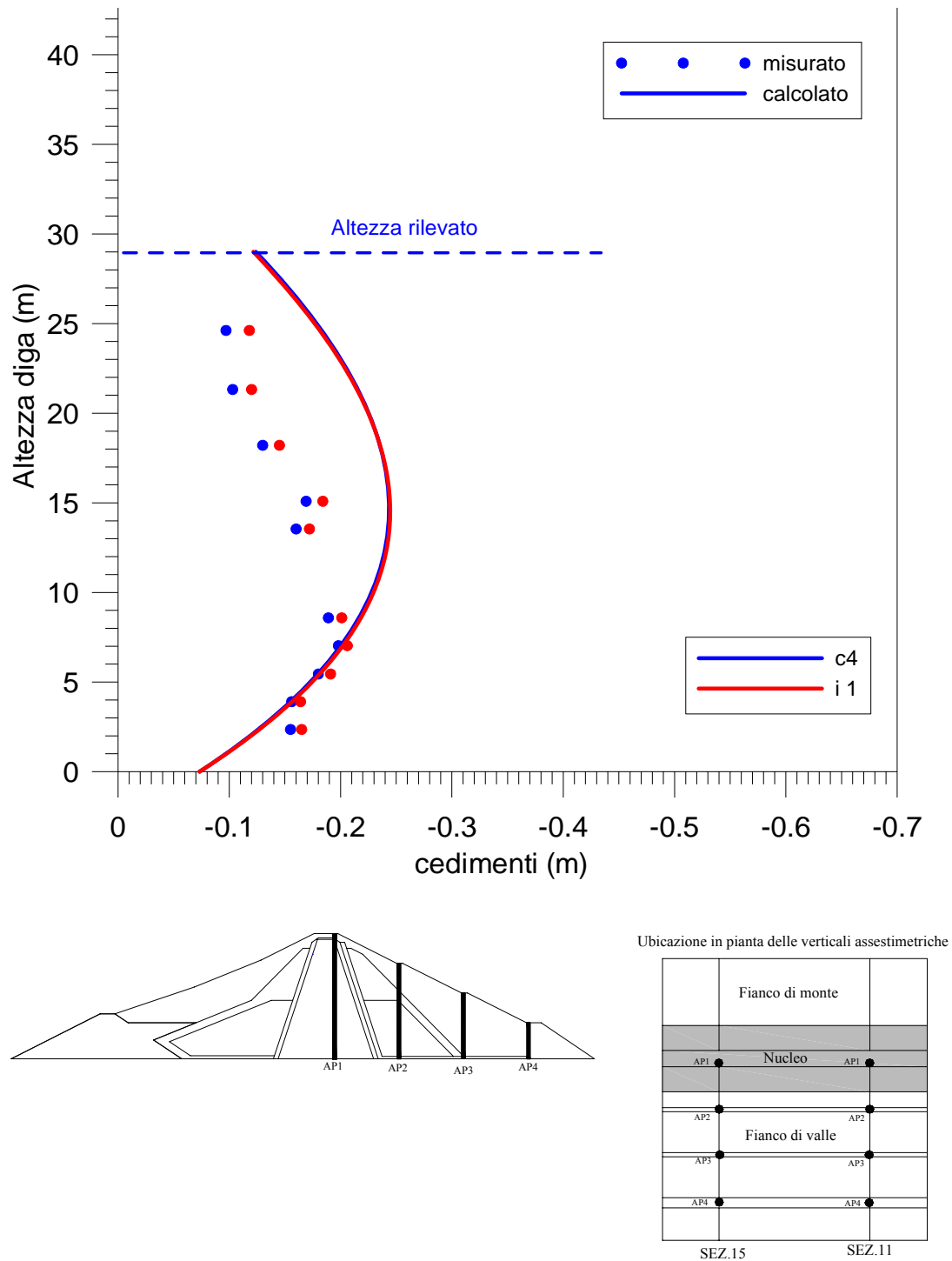


Fig. 6.14 - Curve assestimentriche Sez.11 AP2 durante la fase di invaso:
confronto valori misurati e calcolati

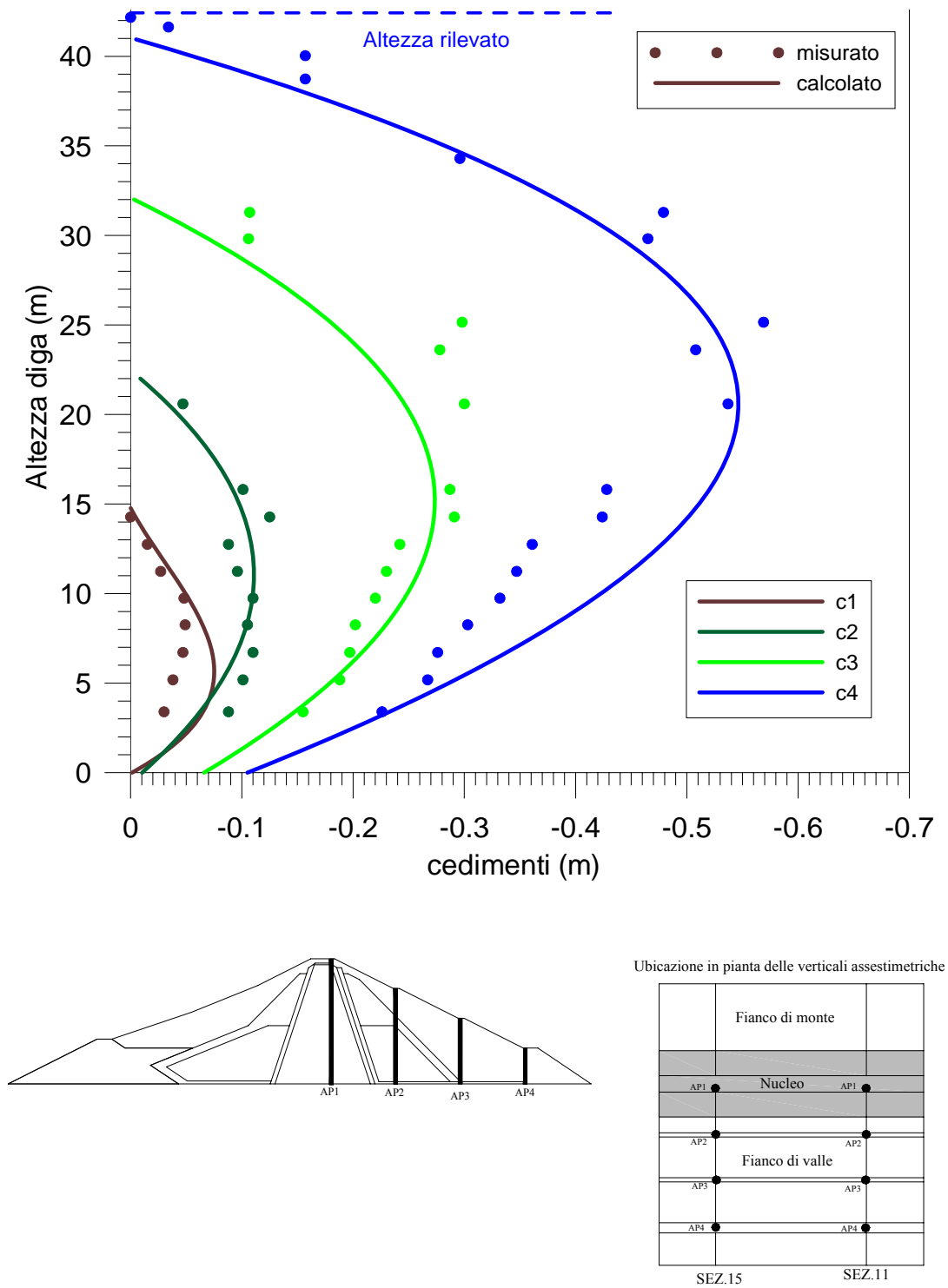


Fig. 6.15 - Curve assestimentriche Sez.15 AP1 durante la fase costruttiva:
confronto valori misurati e calcolati

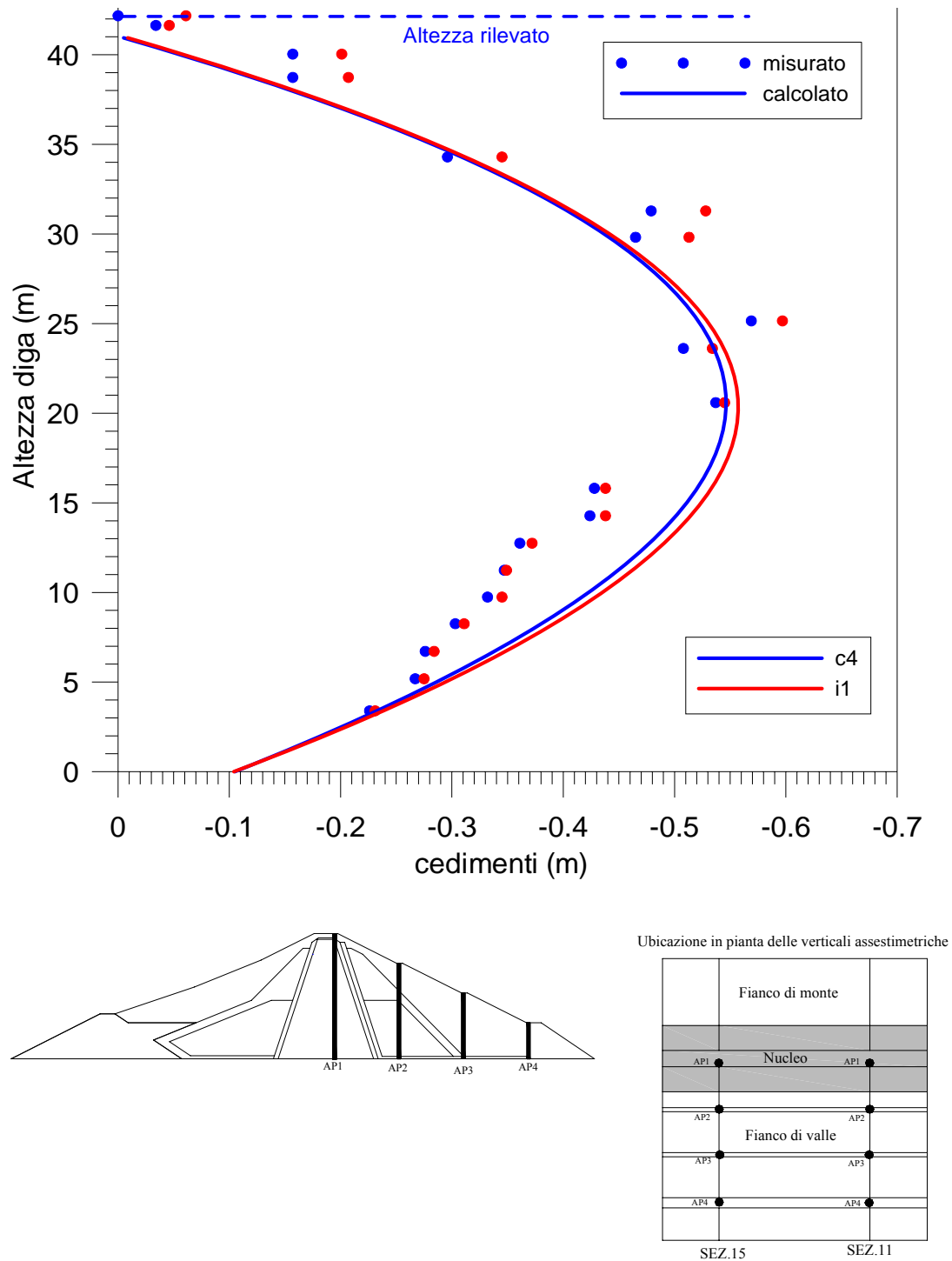


Fig. 6.16 - Curve assestimentriche Sez.15 AP1 durante la fase di invaso:
confronto valori misurati e calcolati

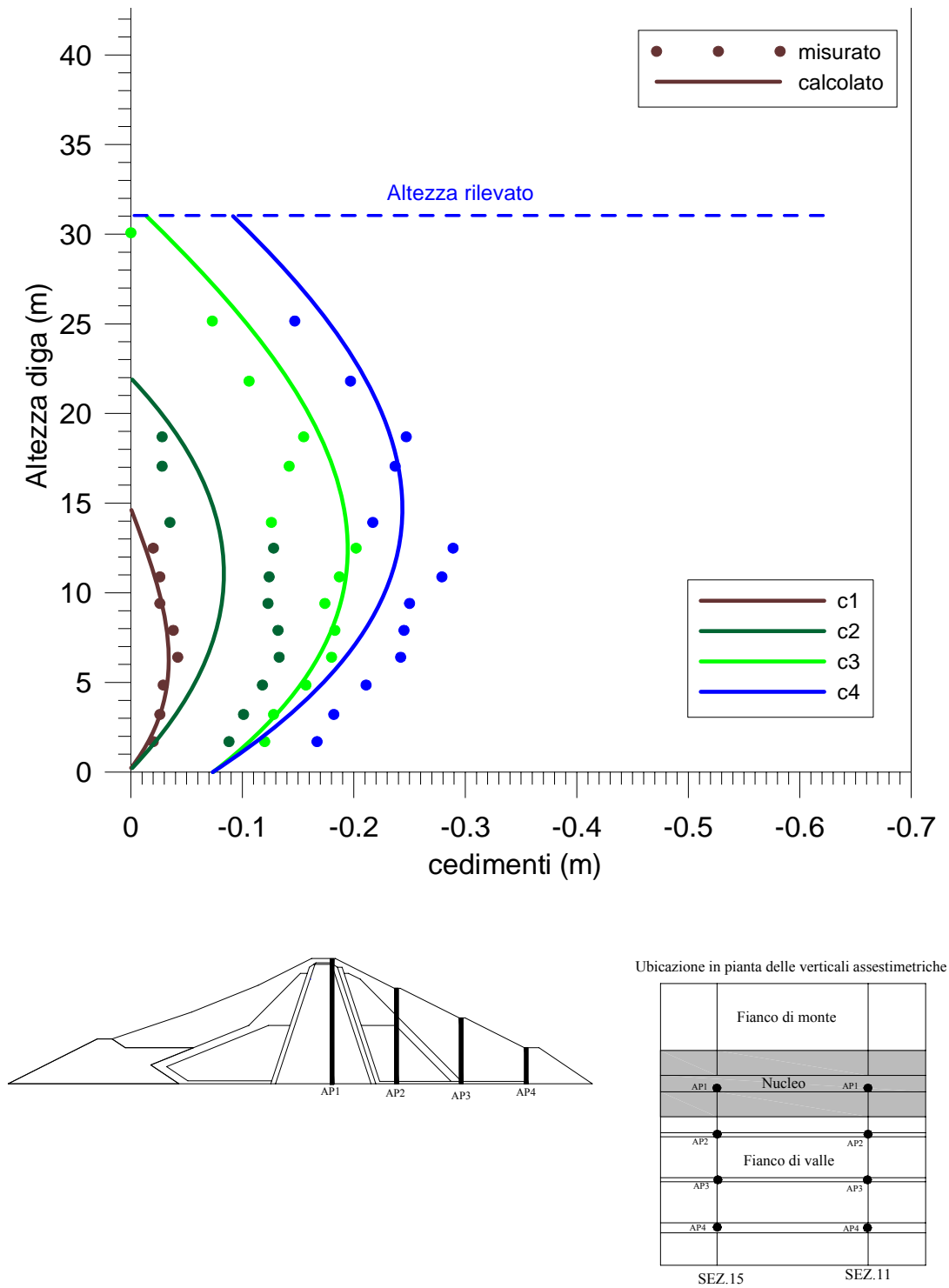


Fig. 6.17 - Curve assestimentriche Sez.15 AP2 durante la fase costruttiva:
confronto valori misurati e calcolati

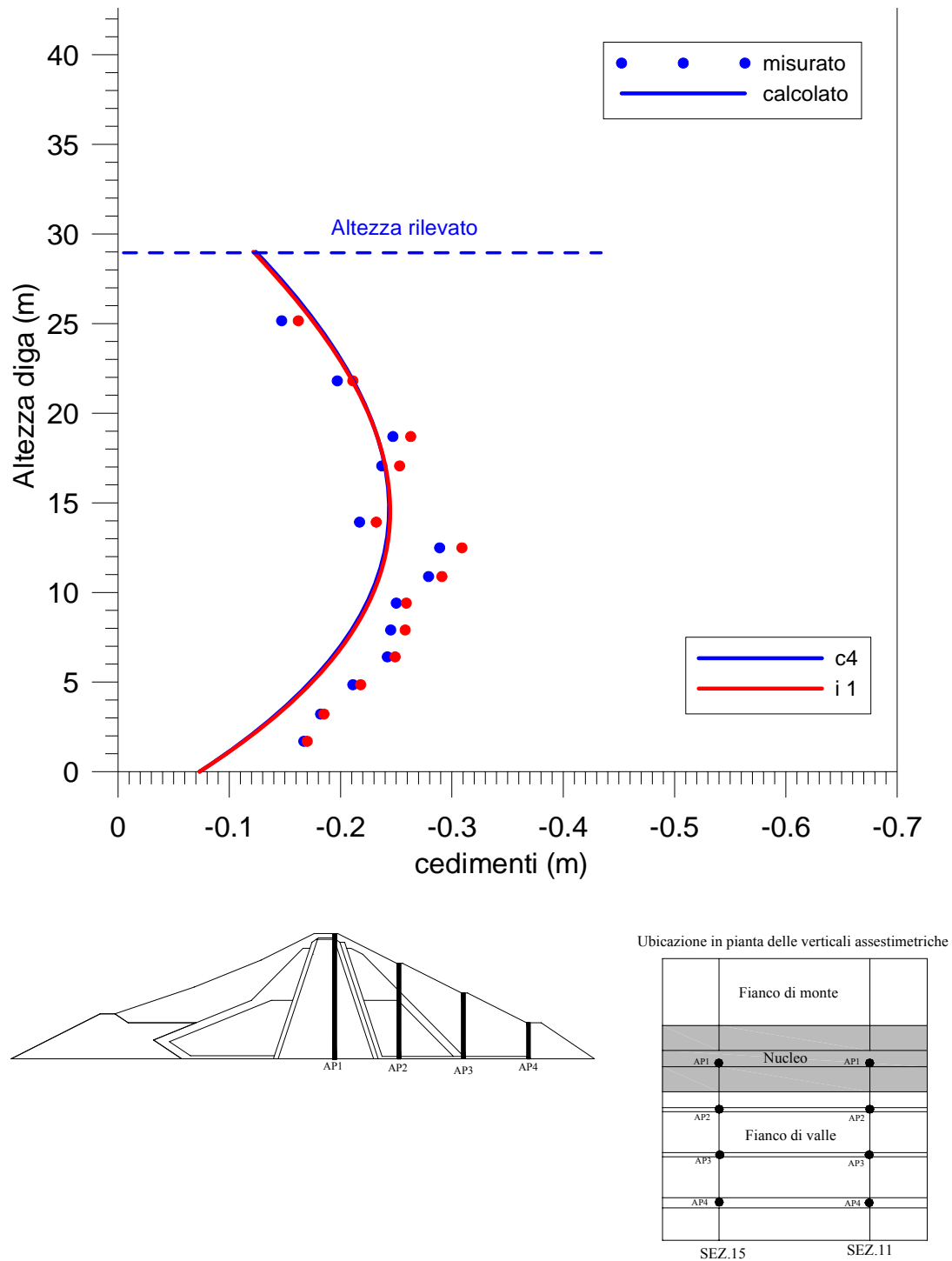


Fig. 6.18 - Curve assestimentriche Sez.15 AP2 durante la fase di invaso:
confronto valori misurati e calcolati

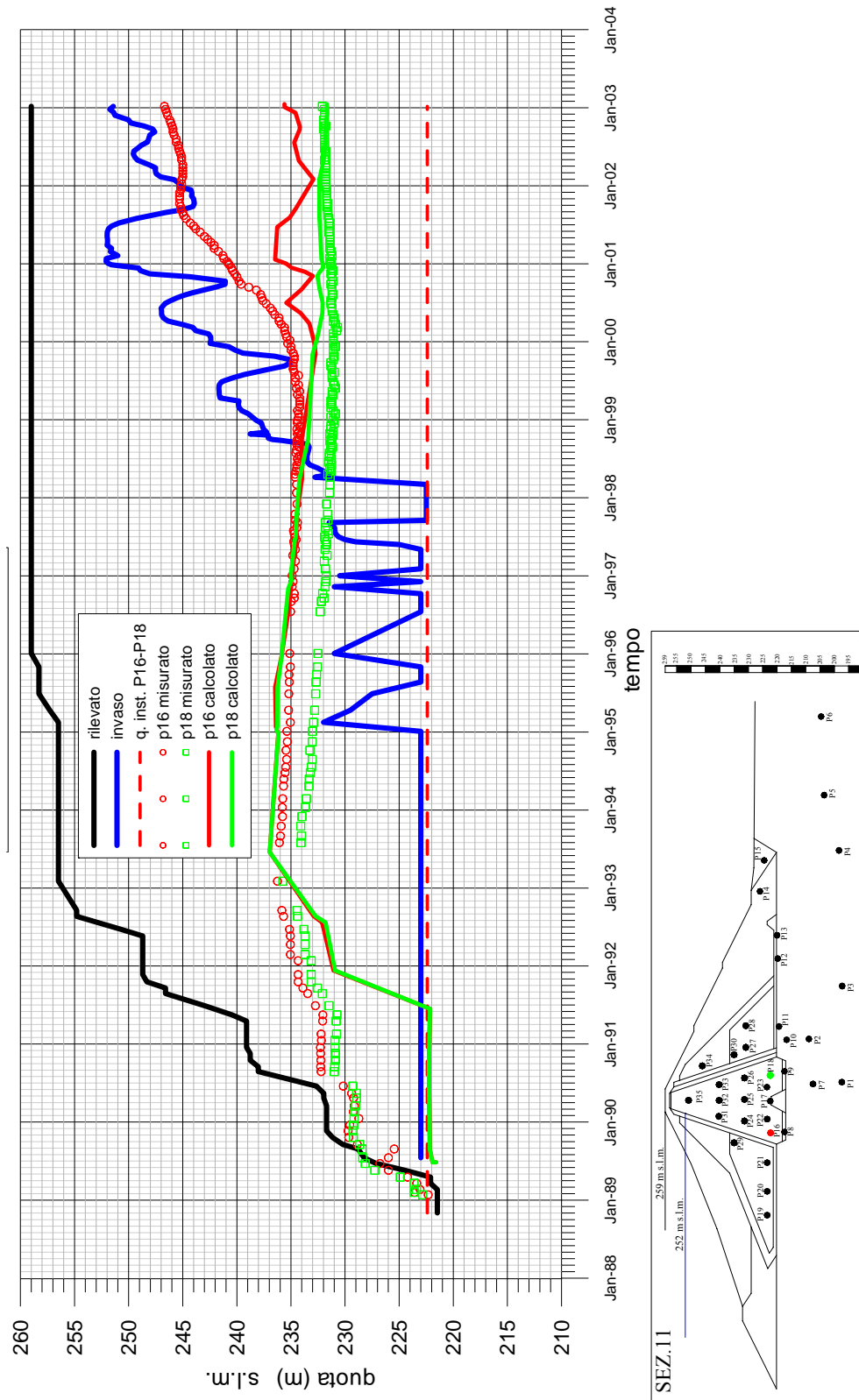


Fig. 6.19 – Quote piezometriche misurate e calcolate

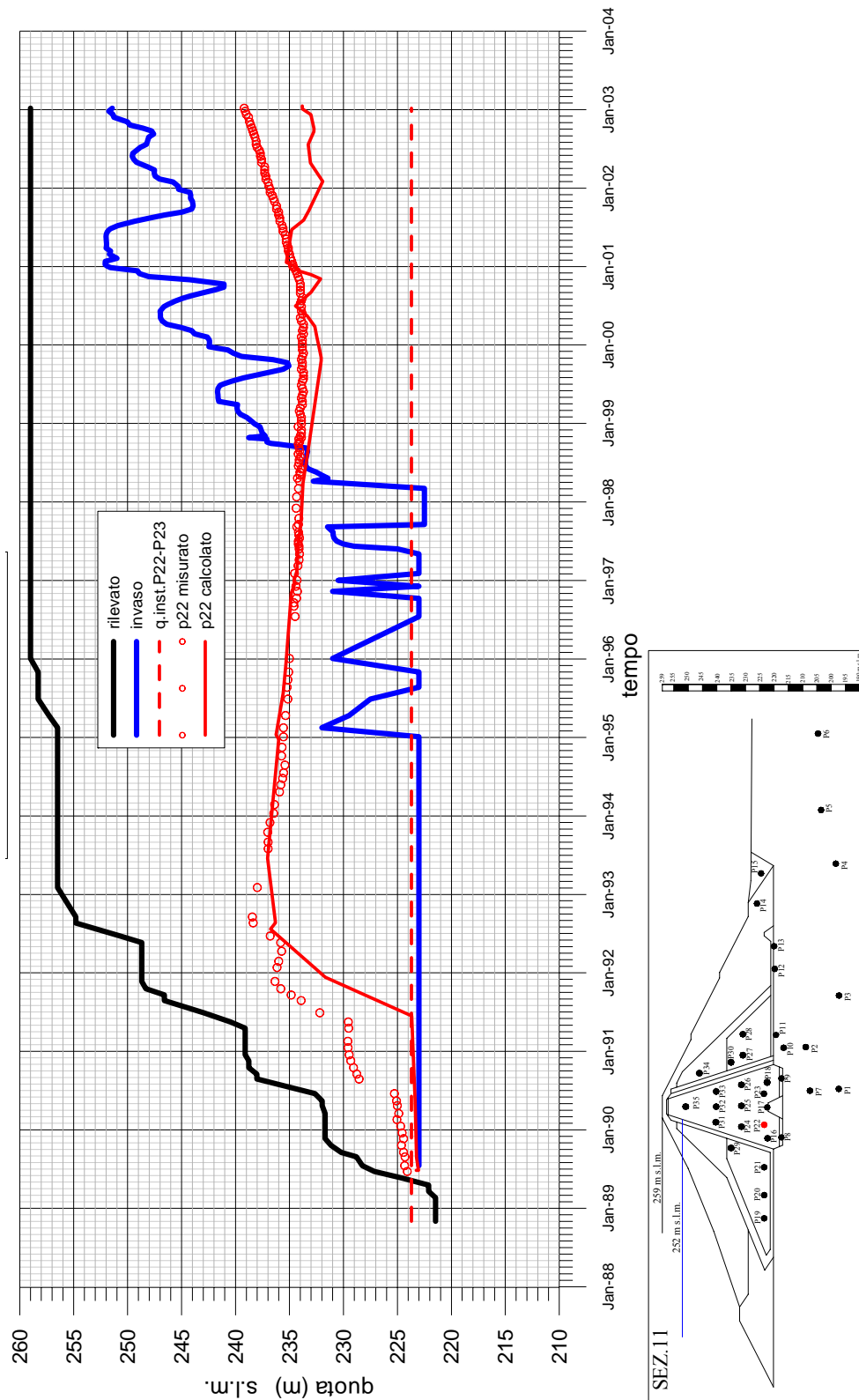


Fig. 6.20 – Quote piezometriche misurate e calcolate

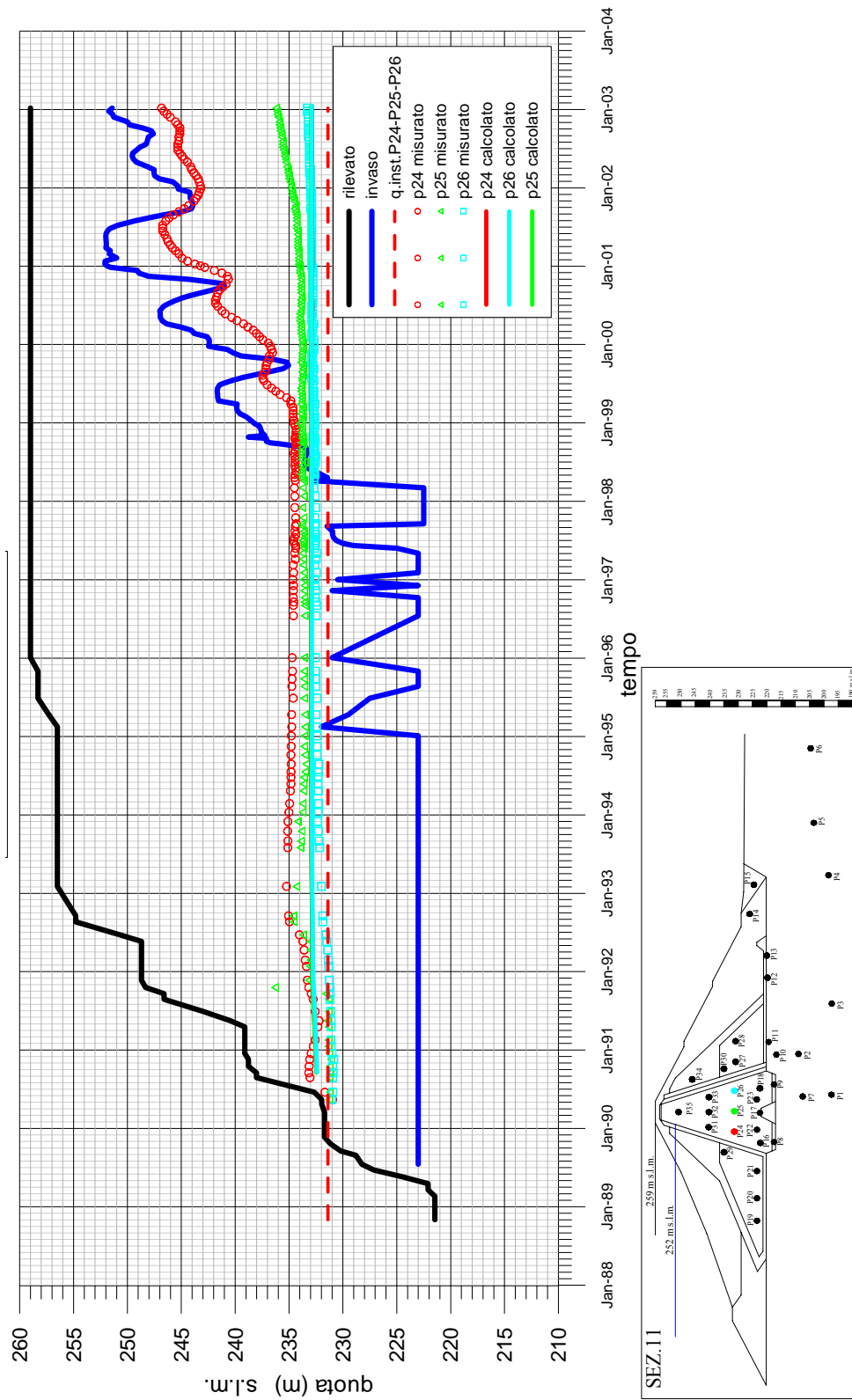


Fig. 6.21 – Quote piezometriche misurate e calcolate

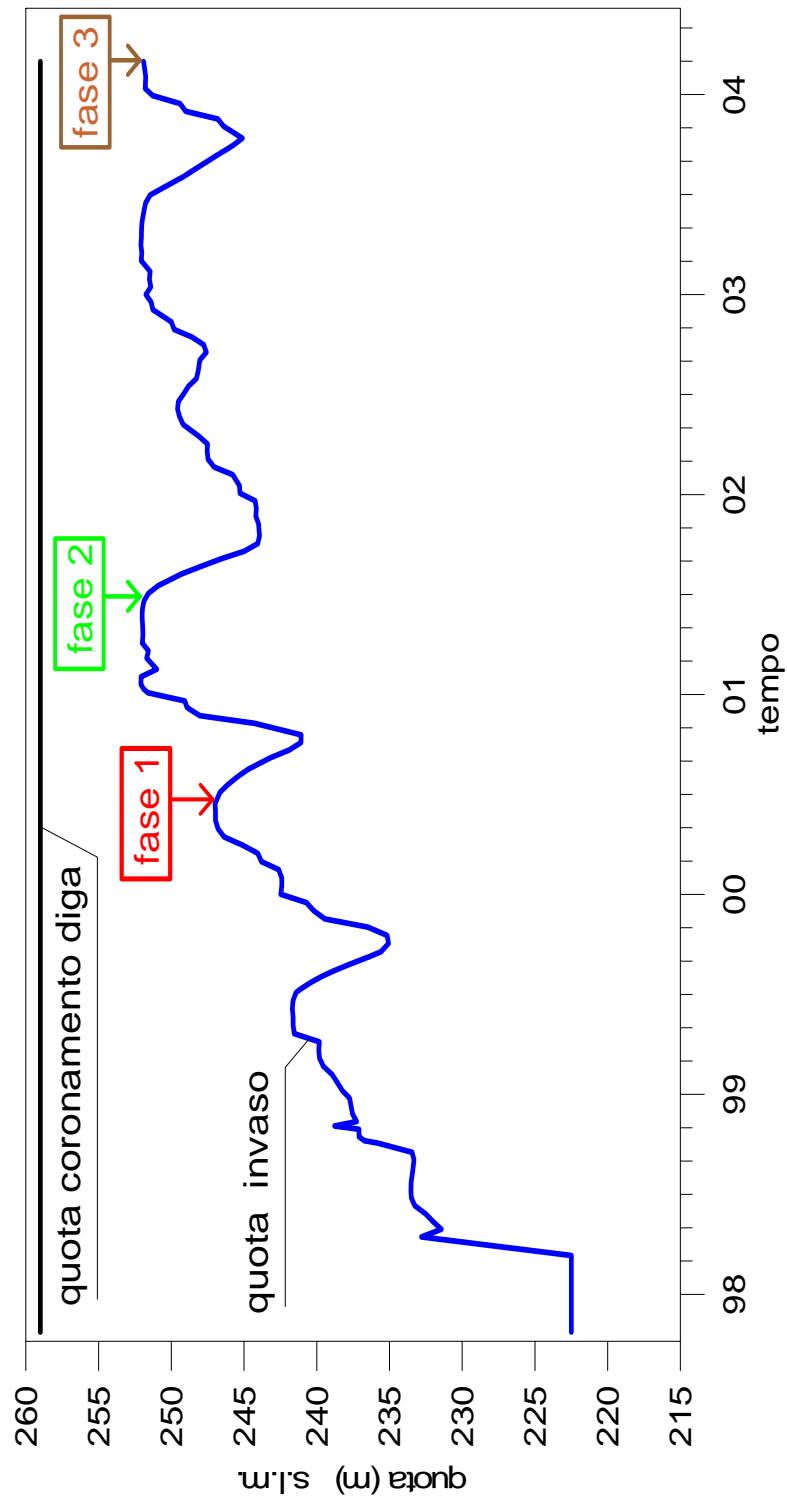


Fig. 6.22

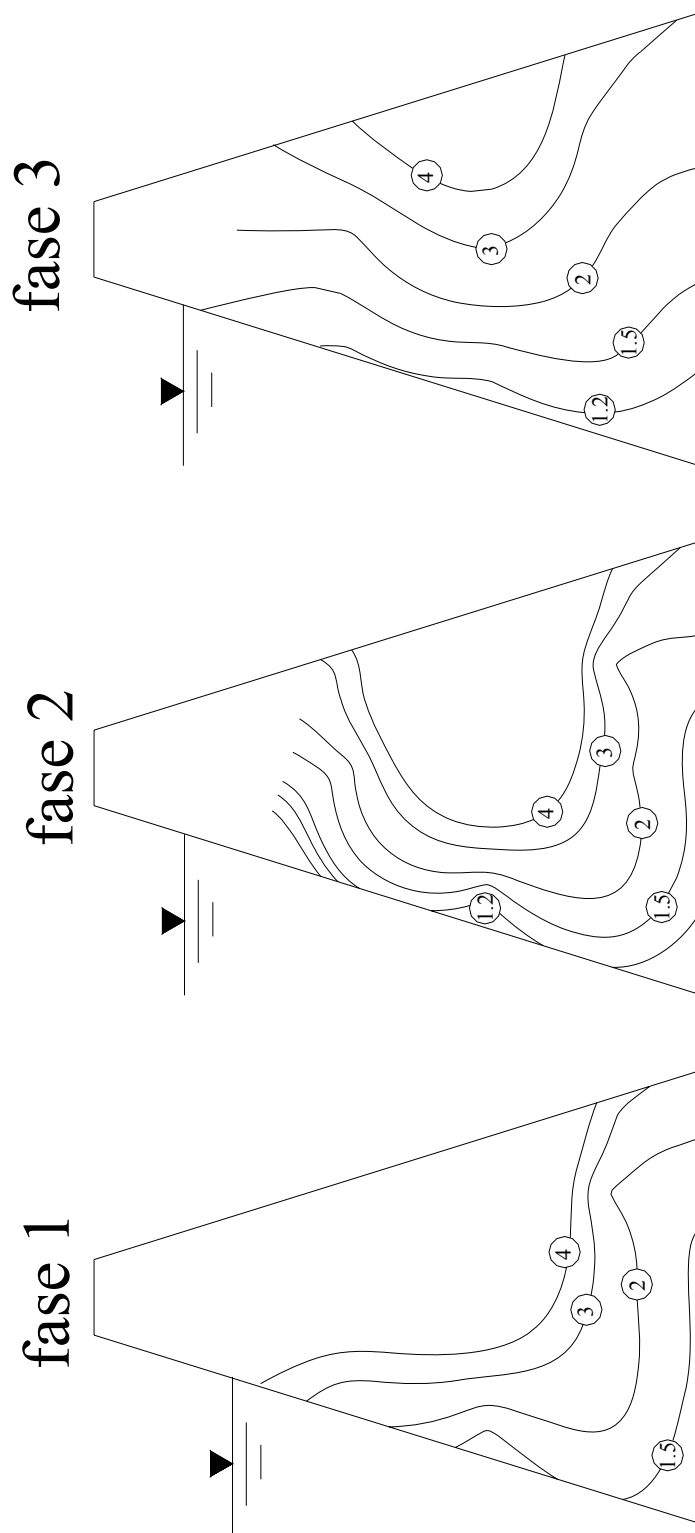


Fig. 6.23. Isolinee del fattore $F_I = p_w / u$ determinate dai dati di monitoraggio

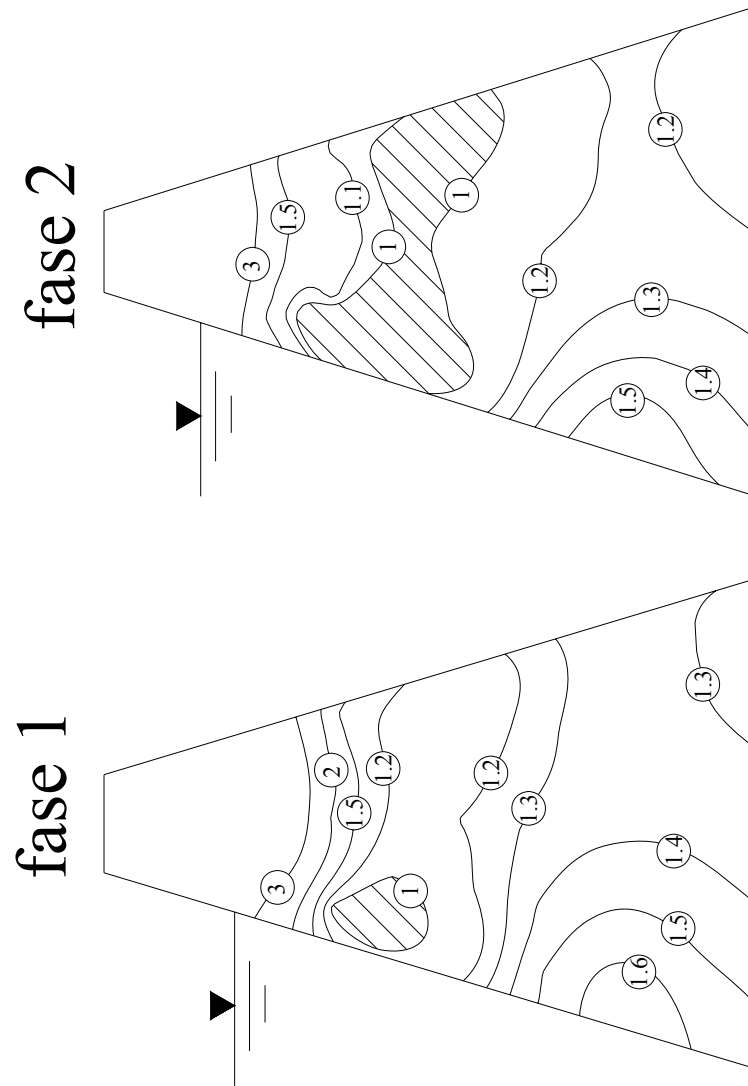


Fig. 6.24. Isolinee del fattore $F_2 = \sigma_3 / p_w$ determinate dal modello matematico dell'opera

7 CONCLUSIONI

Lo scopo di questo lavoro è quello di fornire un contributo alla comprensione dei fenomeni che influenzano il comportamento meccanico e l'evoluzione delle condizioni di sicurezza delle dighe in terra con particolare riferimento ai problemi di fratturazione idraulica.

In una prima fase l'attenzione è stata rivolta allo studio dell'influenza della parziale saturazione sul comportamento meccanico dei terreni compattati. Gli studi hanno permesso di comprendere, giustificare e inquadrare razionalmente alcuni tipici comportamenti osservati nelle dighe in terra.

Successivamente l'attività di ricerca è stata indirizzata ai problemi legati alla affidabilità e alla rappresentatività dei dati di monitoraggio. Una analisi interpretativa del monitoraggio effettuato sulla Diga di Bilancino, ha consentito di evidenziare le elaborazioni, numeriche e grafiche, che consentono di rappresentare al meglio il comportamento dell'opera. Il lavoro ha permesso da un lato di fornire indicazioni sulle procedure e i criteri che dovrebbero essere utilizzati nell'elaborazione delle misure dall'altro una riflessione critica sulla strumentazione, sulle tecniche di installazione e misure, sui programmi di manutenzione.

Infine, l'attenzione è stata rivolta allo studio della evoluzione delle condizioni di sicurezza delle dighe in terra zonate durante le fasi di primo invaso con particolare riferimento ai problemi di fratturazione idraulica. Sono stati definiti alcuni indicatori utili per l'identificazione del fenomeno. Questi indicatori, in parte riferiti ai dati di monitoraggio e in parte ai risultati di analisi numeriche, sono stati utilizzati per studiare l'influenza delle procedure di primo invaso sul fenomeno della fratturazione idraulica. Gli stessi indicatori, applicati ai dati relativi alla diga di Bilancino, hanno mostrato la congruenza dei diversi approcci utilizzati.

In questo capitolo sono riassunti i principali risultati conseguiti nell'attività di ricerca

Risultati riguardano diversi aspetti delle fasi costruttive, del primo invaso, di particolari condizioni di esercizio di una diga in terra. Nel seguito risultati saranno presentati con riferimento alle diverse fasi di vita di una diga.

7.1 Fase realizzativa

- a) Le analisi condotte su una diga campione hanno evidenziato che il contenuto d’acqua usato nella fase di compattazione riveste un ruolo molto importante sul comportamento del materiale e sul comportamento complessivo dell’opera. A testimonianza dell’importanza attribuita da sempre a questa grandezza si possono citare i numerosi controlli abitualmente effettuati in fase costruttiva. Pur ottenendo abitualmente risultati molto omogenei, i valori del contenuto d’acqua possono oscillare di alcune unità percentuali e a queste oscillazioni corrispondono quelle della densità secca. Leggeri scostamenti dal contenuto d’acqua “ottimo” portano infatti significative differenze in termini di rigidità e sovraconsolidazione del materiale; a queste differenze di comportamento del materiale conseguono poi, in termini di comportamento complessivo dell’opera, variazioni dei cedimenti, variazioni delle pressioni interstiziali, variazioni dello stato tensionale.

In figg. 3.17-19 sono mostrate delle curve assestometriche in asse al nucleo ottenute da analisi sulla diga campione. Oltre alle curve corrispondenti al materiale compattato all’*Ottimo*, sono presenti le curve relative ai materiali *wet* e *dry* compattati con contenuto d’acqua leggermente superiore e inferiore all’*Ottimo*. Sono evidenti le differenze di comportamento con cedimenti che possono essere anche 3÷4 volte superiori a quelli ottenuti dal materiale compattato all’*Ottimo*.

Alle differenze in termini di spostamenti corrispondono ovviamente anche differenze in termini di stato tensionale. Ancora una volta discostandosi dal contenuto d’acqua *Ottimo* si accentua il livello di scarico tensionale del nucleo sui fianchi (effetto arco) vedi figg. 3.31-32.

Significativa anche l’influenza sulle pressioni interstiziali presenti a fine costruzione (figg. 3.24-26): mentre *wet* e *ottimo* presentano pressioni interstiziali positive in una porzione significativa del nucleo (più della metà), *dry* mostra valori ancora tutti negativi delle pressioni interstiziali.

- b) Il modello complessivo messo a punto consente una buona rappresentazione del comportamento in fase costruttiva di una diga in terra. L'utilizzazione del modello per un caso reale (diga di Bilancino) ha mostrato l'efficienza del modello nel rappresentare i comportamenti registrati. Innovativa e particolare la capacità di cogliere le evoluzioni delle pressioni interstiziali che passano da valori negativi (suzioni), tipici delle condizioni di parziale saturazione, a valori positivi (completa saturazione) e le riduzioni di rigidezza e resistenza prodotte dall'aumento della saturazione.

- d) La realizzazione di un modello numerico affidabile consente di analizzare in via preventiva le condizioni di sicurezza dell'opera. In fase costruttiva l'unico problema di rottura possibile è quello della stabilità dell'opera. E' stata definita una procedura di valutazione delle condizioni di sicurezza rispetto ai problemi di stabilità basata sull'analisi dello stato tensionale. E' del tutto evidente che in fase costruttiva può risultare più utile e più semplice ricorrere a qualche tradizionale approccio (si pensi ad esempio ai metodi delle strisce e agli altri metodi basati sulle condizioni di equilibrio limite o sull'analisi limite). La procedura tuttavia, che confronta punto per punto lo stato tensionale esistente con quello di rottura, pur non fornendo valori numerici di un coefficiente di sicurezza, consente una stima qualitativa e quantitativa delle condizioni di sicurezza e delle sue variazioni; stima che può essere ripetuta con semplicità in tutte le fasi successive di vita dell'opera.

7.2 Primo invaso

- a) Il modello complessivo messo a punto consente di rappresentare con affidabilità il comportamento di una diga in terra nella fase di primo invaso. L'utilizzazione del modello per un caso concreto (diga di Bilancino) ha mostrato l'efficienza del modello nel rappresentare i comportamenti registrati.

- b) Lo studio del fenomeno della fratturazione idraulica ha portato a definire due procedure che consentono di valutare le condizioni sicurezza rispetto a questo

dannoso fenomeno. Una procedura è basata sul confronto delle misure di pressione interstiziale con le pressioni presenti nell'invaso alla quota che corrisponde alla posizione del punto di misura. L'altra prevede di eseguire delle simulazioni d'invaso con un modello matematico affidabile dell'opera che consenta la valutazione dello stato tensionale; in ogni punto del nucleo il confronto in questo caso è tra la tensione principale minima σ_3 e la pressione presente nell'invaso alla quota del punto in esame. Le procedure, particolarmente utili nella fase di primo invaso, sono state applicate alla diga di Bilancino e hanno permesso di approfondire l'interpretazione del comportamento dell'opera.

- c) L'applicazione delle procedure di valutazione delle condizioni di sicurezza rispetto ai fenomeni di fratturazione idraulica hanno permesso di valutare, in uno studio teorico condotto sulla diga campione, gli effetti delle variazioni della velocità di primo invaso. Come prevedibile la sicurezza aumenta al ridursi della velocità di incremento della quota d'invaso. Per incrementare le condizioni di sicurezza si è mostrata opportuna anche l'abituale modalità di crescita a gradini intervallati da tempi di attesa. Gli studi hanno mostrato anche l'influenza significativa dello stato di tensione e del campo di pressioni interstiziali esistenti all'inizio delle operazioni d'invaso. Valori elevati delle pressioni interstiziali indotte dalla fase costruttiva, così come elevati scarichi tensionali del nucleo sui fianchi riducono le condizioni di sicurezza delle operazioni di primo invaso.

APPENDICE A

Modellazione del comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi

L'esecuzione di prove sperimentali pone di fronte ad un insieme di effetti da interpretare, il primo problema che si pone è *definire lo scenario*: l'insieme delle grandezze e dei tipi di interazioni ritenute rilevanti nel caso in esame. Si passa quindi alla costruzione di un **modello matematico** scrivendo le equazioni che descrivono le interazioni in gioco. E' evidente che il modello deve rendere conto dei fenomeni per spiegare i quali è stato costruito, e deve possibilmente suggerire nuovi effetti. In questa appendice, sono illustrati alcuni modelli elaborati nel tempo da diversi autori, al fine di interpretare il comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi:

- *modello di Bishop* (1959), il quale tentò di estendere le leggi della meccanica delle terre al caso di terreni non saturi, attraverso un approccio monotensoriale;
- *Il modello di Alonso, Gens & Josa* (1990), i quali, utilizzando un approccio bitensoriale definiscono un modello elasto plastico nel piano (p,q,s);
- *Il modello Jommi & Di Prisco* (1994), basato sulla considerazione che il fenomeno della capillarità nei terreni parzialmente saturi può essere interpretato come una strutturazione del materiale;
- *Il modello di Cam-Clay modificato con estensione al caso $S_r < 1$* , che è il legame costitutivo utilizzato, per lo studio della consolidazione delle dighe zonate in condizioni di parziale saturazione; tale analisi verrà eseguita utilizzando un codice di calcolo agli elementi finiti (ABAQUS/Standard) nel quale, l'uso di questo legame costitutivo è reso possibile dalla implementazione numerica agli elementi finiti sviluppata da R. Tamagnini (2000).

Sviluppi della modellazione in campo non saturo

Storicamente, il primo tentativo di definire delle leggi che interpretassero il comportamento di terreni non saturi fu compiuto da Bishop (1959), che cercò di riformulare il tensore delle tensioni efficaci, per poter estendere le note leggi della meccanica delle terre sature al caso $S_r < 1$.

In questo approccio, le tensioni efficaci (tensioni agenti sullo scheletro solido) risultavano pari alla somma delle tensioni totali nette e della suzione. Ma ipotizzare che la suzione producesse soltanto un incremento dello stato tensionale efficace non era sufficiente a rappresentare i comportamenti osservati sperimentalmente (come il collasso per saturazione) e già nel 1962, Jennings e Burland, mostrarono i limiti di questo approccio.

Una seconda famiglia di modelli costitutivi è riconducibile a quello che viene definito “*approccio bitensoriale*”. Nel 1977 Fredlund e Morgenstern, postulavano a partire da prove sperimentali (*null tests*) la necessità di usare nella formulazione dei legami costitutivi due tensori indipendenti, tra i seguenti tre:

- $\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}$ *tensione netta* (differenza tra le tensioni totali e la pressione dell'aria)
- $\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij}$ *tensore delle tensioni efficaci*
- $(u_a - u_w) \delta_{ij}$ *suzione* (tensore isotropo, differenza tra la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua)

Nel 1990, Alonso, Gens e Josa hanno elaborato un modello elasto-plastico, che assume come variabili indipendenti le tensioni nette e la suzione. In particolare tale modello è formulato nello spazio delle tensioni definito da $(q : p : s)$ dove $p = \text{tr}(\sigma_{ij}) - u_a$, rappresenta la *tensione netta media* e $s = u_a - u_w$ la *suzione*.

Riconoscendo dunque la diversa natura degli effetti prodotti da una variazione della suzione rispetto a quelli prodotti da una variazione della tensione totale, in questo approccio il problema è risolto tenendo separatamente in conto le due componenti dello stato tensionale.

Infine, il terzo approccio è dovuto a C. Jommi e C. Di Prisco (1994), che considerando l'effetto della suzione (o tensione capillare), al pari di un effetto di

strutturazione del materiale, introducono il grado di saturazione come variabile interna del sistema, facendo così dipendere la legge di incrudimento, oltre che dalle variabili definite nel caso saturo, anche da S_r . In questo tipo di modellazione, le leggi costitutive sono scritte in funzione dello stato tensionale efficace:

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + S_r (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (1)$$

Inoltre viene introdotta una seconda legge costitutiva data dalla relazione:

$$s = f(S_r) \quad (2)$$

che lega la suzione al grado di saturazione.

Nel seguito verranno illustrati nel dettaglio questi tre approcci costitutivi e nel caso del modello di C. Jommi & C. Di Prisco sono esposti i principi fondamentali utilizzati per l'estensione del modello di Cam-Clay modificato utilizzato nelle analisi riportate nella convenzione.

L'approccio di Bishop

Analizzando la resistenza a taglio, a suzione costante, per diversi valori del grado di saturazione, Bishop ipotizzò che per descrivere il comportamento dei terreni non saturi, fosse necessario riformulare il tensore delle tensioni efficaci, nel seguente modo:

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + \chi (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (3)$$

dove:

$$\chi = \chi(S_r) \quad (4)$$

e :

$$\chi(1) = 1 \quad \text{per } S_r = 1 \quad (5)$$

Quindi l'espressione (3) è analoga alla (1) e tenendo conto della (4) e (5), consente di aver una transizione continua tra il caso $S_r = 1$ e la condizione $S_r < 1$. Infatti in condizioni di totale saturazione le espressioni (1) e (3) riproducono il noto principio delle tensioni efficaci di Terzaghi.

Se questo approccio, si fosse rivelato valido, avrebbe consentito di descrivere il comportamento dello scheletro solido tramite la variazione del solo stato tensionale definito dalla (3) (da qui la definizione di “approccio monotensoriale”). Infatti

secondo Bishop il legame costitutivo che definiva il comportamento del materiale era del tipo (ipotizzato analogo al caso saturo):

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = f(\dot{\sigma}'_{ij}) \Leftrightarrow \dot{\sigma}'_{ij} = f(\dot{\varepsilon}_{ij}) \quad (6)$$

Questo tipo di modellazione, risultò da subito non essere in grado di descrivere correttamente il comportamento dei terreni non saturi (Jennings & Burland.1962, Coleman 1962, Bishop & Blight 1963).

Infatti, se ad esempio, immaginiamo di avere un terreno caratterizzato da un comportamento elasto-plastico ad incrudimento isotropo, possiamo facilmente valutare dalla (3), che un processo di saturazione, che prevede esclusivamente uno scarico tensionale, non può che produrre un rigonfiamento elastico del materiale.

Questa previsione è in disaccordo con quanto osservato sperimentalmente durante le prove di collasso per *wetting*.

“L'approccio alla Bishop” è implementato nella versione commerciale di ABAQUS\Standard.

Il modello bitensoriale di Alonso et Al. (1990)

Le caratteristiche generali di questo modello costitutivo, sono state esposte da Alonso, Gens & Hight nel 1987. Successivamente, nel 1990, Alonso, Gens & Josa, hanno sviluppato la formulazione matematica, nell'ambito della teoria della plasticità.

Successivamente, sono state apportate delle modifiche alla forma originale; ad esempio Josa, Balmaceda, Gens & Alonso (1992), e Wheeler e Sivakumar (1995).

Questo modello, è definito nello spazio delle tensioni, rappresentato dagli invarianti, p (tensione netta media), q (tensione deviatorica), s (suzione); inoltre il volume specifico $v = 1 + e$, rappresenta una quarta variabile di stato.

Il comportamento volumetrico del materiale viene descritto nel piano $(p : s)$, a partire dall'osservazione degli andamenti sperimentali ottenuti dalle prove. Con riferimento alla fig. A.1, si scrivono le espressioni relative ad un percorso di deformazione elasto-plastica, indotto dall'applicazione di uno stato tensionale isotropo p a suzione costante, e ad un percorso elastico :

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p_c} \quad (7)$$

$$v = -\kappa(s) \ln \frac{p}{p_c} \quad (8)$$

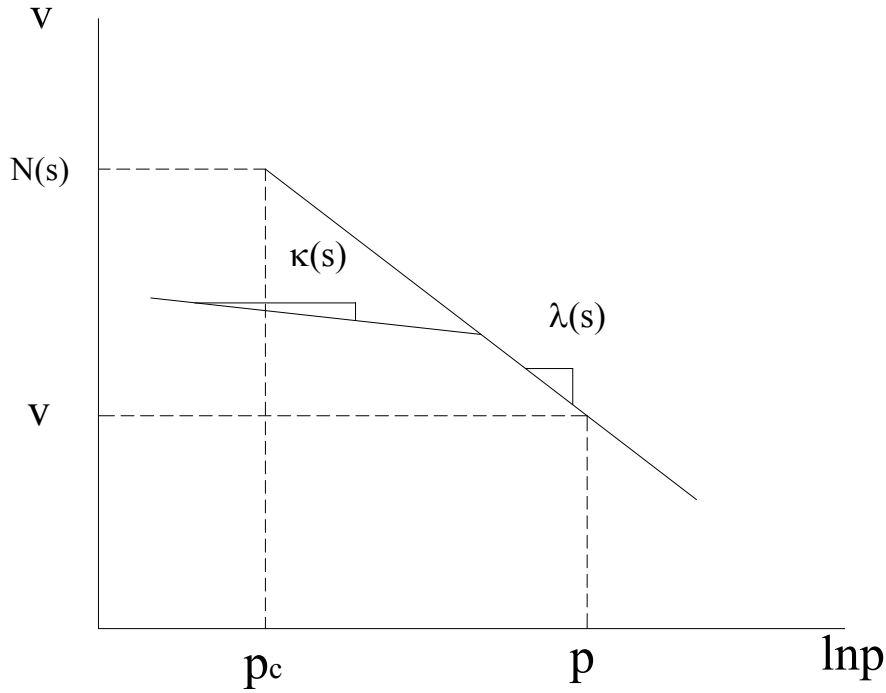


Fig. A.1 – Variazioni volumetriche al variare della tensione totale netta p mantenendo costante la suzione

Sia l'ampiezza del dominio elastico, che la rigidezza in campo plastico sono legate al valore della suzione.

Alonso Gens & Josa, prevedono che tali grandezze siano definite dalle seguenti leggi:

$$\left(\frac{p_0}{p_c} \right) = \left(\frac{p^*_0}{p_c} \right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad (9)$$

$$\lambda_s = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \quad (10)$$

dove:

p_0 è il valore della tensione netta media di preconsolidazione

p_c è un valore di riferimento della pressione netta

p_0^* è il valore della pressione di preconsolidazione per il materiale saturo

$\lambda(0)$ è la pendenza della retta vergine per materiale saturo

$\kappa s) = \kappa = cost.$ è la pendenza della rette di carico/scarico in campo elastico

β, r sono due costanti costitutive che controllano l'evoluzione della rigidezza al variare di s

La fig. A.2 mostra il significato della (9) e (10). La curva definita dalla (9), rappresenta la frontiera del dominio elastico nel piano $p:s$, ed è detta "LC curve" (*Loading/Collapse*); la (10), rappresenta una famiglia di rette, ottenute tramite compressione isotropa a vari gradi di saturazione, definite nel piano $(p:v)$.

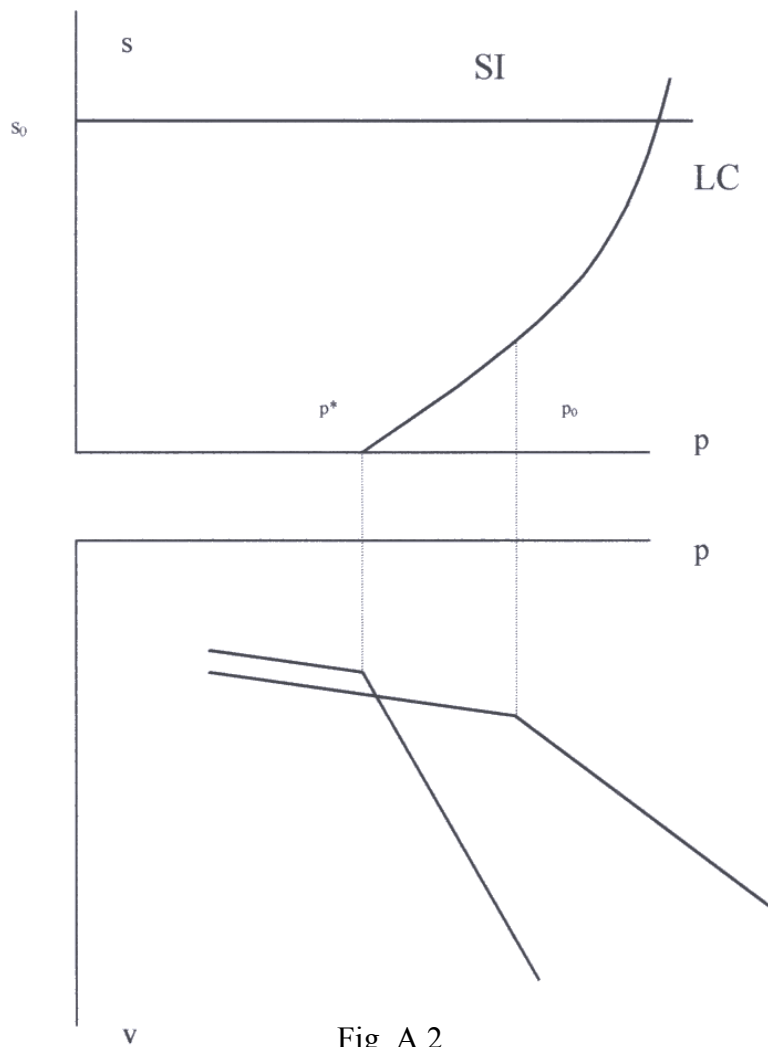


Fig. A.2

Lo stesso comportamento viene ipotizzato per le deformazioni indotte da variazioni della suzione, a tensione totale costante (fig. A.3).

Per la curva vergine si ha l'espressione:

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (\text{curva vergine})$$

(11)

Per i percorsi di saturazione e desaturazione in campo elastico:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (\text{percorsi di saturazione e desaturazione in campo elastico})$$

(12)

in cui:

λ_s è la pendenza della retta vergine ottenuta per collasso dovuto a saturazione

κ_s è la pendenza della retta di carico/scarico in campo elastico.

p_{at} è la pressione atmosferica.

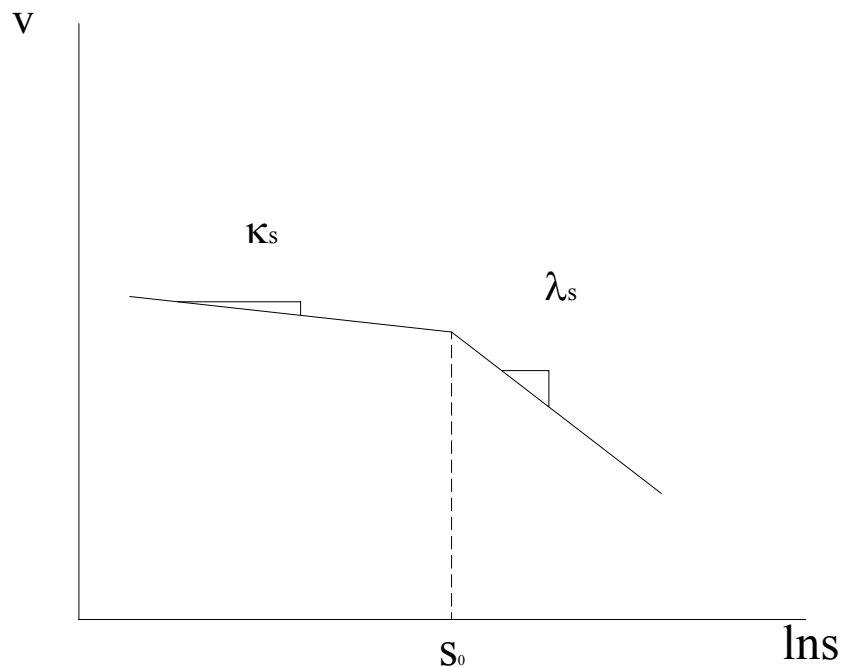


Fig. A.3 – Variazioni volumetriche al variare della suzione mantenendo costante la tensione totale netta p

Il valore di s_0 , che individua la retta *SI* (*Suction Increase*) di equazione $s = s_0$ (Fig. A.2), definita nel piano $(p : s)$, rappresenta il valore della suzione oltre il quale si hanno deformazioni di volume plastiche (vedi Fig. A.3).

Il comportamento del materiale, dovuto all'applicazione della componente deviatorica dello stato tensionale, è descritto tramite l'introduzione dell'asse q .

La superficie di snervamento nel piano $(p : q)$ è rappresentata da *Cam-Clay modificato* (Roscoe & Burland, 1965). Così definito, il modello non è in grado di descrivere la variazione di coesione dovuto all'effetto della suzione. Quindi, Alonso, Gens & Josa, introducono un'ulteriore relazione per mettere in conto tale effetto, ipotizzando una espansione della superficie di Cam-Clay nella parte negativa dell'asse p . Tale espansione è regolata dalla relazione lineare :

$$p = -p_s = -ks \quad (13)$$

Questa relazione comporta una variazione lineare della coesione all'aumentare di s , in realtà, i dati sperimentali, mostrano che tale andamento non è lineare come già mostrato.

Da quanto detto, l'espressione di Cam-Clay è data da:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0$$

E viene rappresentata graficamente nella Fig. A.4.

Dalla (7), si ha per le deformazioni elastiche indotte da p :

$$d\varepsilon_{vp}^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (14)$$

quando lo stato tensionale netto p , raggiunge la curva LC, si hanno le deformazioni plastiche:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (15)$$

Per la deformazioni indotte dalle variazioni di suzione, si ha:

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (16)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})} \quad (17)$$

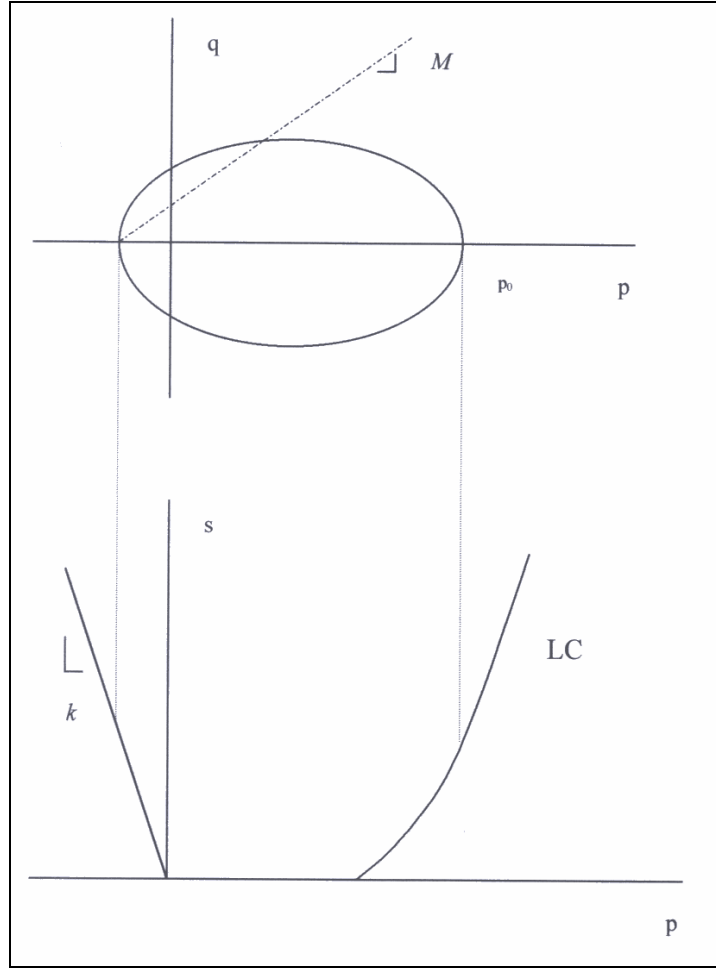


Fig. A.4

Le deformazioni volumetriche dovute alle due componenti dello stato tensionale isotropo (p, s) si sommano per dare le deformazioni di volume totali:

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vs}^e \quad (18)$$

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad (19)$$

Il modello prevede incrudimento dovuto allo sviluppo di deformazioni plastiche di volume (*strain hardening*), quindi la posizione della curva LC varia con legge :

$$\frac{dp^*_{*0}}{p^*_{*0}} = \frac{v}{\lambda(s) - \kappa} d\varepsilon_{vp}^p \quad (20)$$

Questo modello costitutivo, presenta alcuni problemi, infatti è possibile prevedere il comportamento del materiale, solamente se questo durante tutta la sua storia tensionale, rimane parzialmente saturo, o al massimo la suzione raggiunge il

valore $s = 0$. Se il materiale si satura e la pressione dell'acqua ha valori $u_w > 0$, il valore della pressione totale netta p , non corrisponde a quello delle tensioni efficaci, $p' = p - u_w$. Quindi l'utilizzo di questo modello richiede la necessità di prevedere un cambio di modello costitutivo quando il grado di saturazione diviene pari ad uno.

Il modello di Jommi & Di Prisco (1995)

C. Jommi e C. Di Prisco assumono che l'effetto della suzione, può essere interpretato come una *strutturazione* del materiale indotta dalle tensioni capillari.

Inoltre, nel caso in esame, l'effetto di struttura indotto, contrariamente al caso dei terreni cementati, è reversibile essendo S_r una variabile di stato del sistema che può variare liberamente tra zero ed uno.

Jommi e Di Prisco, ipotizzano che lo stato di sforzo efficace agente sullo scheletro solido sia esprimibile tramite:

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + S_r(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (21)$$

Inoltre, lo stato tensionale deve soddisfare la relazione:

$$S_r = S_r(u_a - u_w) \quad (22)$$

che lega il grado di saturazione al valore della suzione. Per l'espressione della (22) gli autori hanno adottato la relazione:

$$S_r = 1 - a \tanh[b(u_a - u_w)] \quad (23)$$

Il modello costitutivo per il caso non saturo, viene derivato dalla formulazione matematica valida per il caso saturo, in cui si introduce la dipendenza della legge di incrudimento da S_r , per tenere in conto l'effetto di strutturazione prima definito.

Il modello di base, in questo caso, è a semplice potenziale con incrudimento misto isotropo-cinematico (Di Prisco 1993, Di Prisco et Al. 1993).

La superficie di plasticizzazione è definita tramite una relazione del tipo:

$$f = f(\sigma'_{ij}, \alpha_{ij}) = 0 \quad (24)$$

mentre il potenziale plastico:

$$g = g(\sigma'_{ij}, \alpha_{ij}) = 0 \quad (25)$$

Entrambi definite nello spazio delle tensioni efficaci, rappresentate dalla (21).

Gli incrementi di deformazione plastica, si ottengono tramite la legge di flusso:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (26)$$

Il moltiplicatore plastico si ottiene imponendo la condizione di consistenza (o "persistenza" dello stato tensionale sulla superficie f), espressa da :

$$\dot{f} = 0 \quad (27)$$

Per il caso saturo, il modello descrive l'evoluzione della superficie f , in funzione delle variabili interne χ_{ij} , r_c e β_f , che dipendono dalle sole deformazioni plastiche pregresse.

L'introduzione dell'effetto di strutturazione indotto dalla capillarità, viene ottenuta imponendo la dipendenza di r_c dal grado di saturazione S_r ; in questo modello r_c ha il ruolo, che nei modelli di tipo Cam-Clay compete alla pressione di preconsolidazione p_c (Jommi & Di Prisco).

Da quanto detto si esprime :

$$\dot{r}_c = \dot{r}_c^{sat} - r_c G_r \dot{S}_r \quad (28)$$

dove \dot{r}_c^{sat} , è il termine che definisce l'evoluzione della dimensione della funzione f , dovuta alle deformazioni plastiche (identicamente al caso saturo), \dot{S}_r è la variazione del grado di saturazione, G_r è una costante e rappresenta l'unico parametro costitutivo aggiuntivo rispetto al caso saturo. Questo parametro ha il compito di definire l'entità della strutturazione indotta dalle variazioni di S_r .

La soluzione della (27), si ottiene tramite:

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}} \dot{\chi}_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \beta_f} \dot{\beta}_f + \frac{\partial f}{\partial r_c} \dot{r}_c = 0 \quad (29)$$

Introducendo le (28) e (26), nella (29) si ottiene:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \frac{1}{H} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{hk}} \dot{\sigma}'_{hk} + \frac{1}{H_s} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{s} \quad (30)$$

dove H , è il modulo di incrudimento del modello definito nel caso saturo, H_s è legato al contributo dovuto alla suzione e risulta:

$$H_s = - \frac{H}{\left(\frac{\partial f}{\partial r_c} r_c G_r \frac{\partial S_r}{\partial s} \right)} \quad (31)$$

Quindi, si può osservare che:

- La superficie f_s varia la sua estensione anche se lo stato tensionale non giace sulla superficie stessa; dato che l'incrudimento (equazione (28)) è anche governato dalle variazioni di Sr

- Le deformazioni plastiche dipendono oltre che dalla variazione dello stato tensionale efficace agente sullo scheletro solido anche dalle variazioni della suzione (o grado di saturazione).

Dall'integrazione dell'espressione (28), si ottiene:

$$r_c = r_c^{sat} \exp(-G_r(Sr - 1)) \quad (32)$$

che abbinata con la funzione:

$$Sr = Sr(u_a - u_w) \quad (33)$$

descrive l'evoluzione dell'ampiezza del dominio elastico nel piano $p':s$, la forma di questa curva dipende dalla funzione adottata per descrivere il legame (33) e dal parametro G_r . Tale curva se scalata della grandezza $S_r s$ equivale alla curva LC del BBM.

Il modello Cam-Clay Modificato esteso ai terreni parzialmente saturi

Da quanto detto fino ad ora, si comprende facilmente che modellare il comportamento dei terreni non saturi, significa definire l'influenza della suzione sulle caratteristiche meccaniche di questi.

Tale influenza può essere riassunta nei seguenti punti:

- La resistenza a taglio dei terreni parzialmente saturi cresce all'aumentare della suzione in modo non lineare.
- La rigidezza volumetrica aumenta al crescere della suzione; una diminuzione della suzione, invece, può provocare sia un rigonfiamento del materiale, sia una brusca diminuzione di volume indicata come *collasso*, la cui entità dipende dal valore del carico esterno.
- La pressione di preconsolidazione, aumenta all'aumentare della suzione, rendendo possibili condizioni di equilibrio del materiale per un valore dell'indice dei vuoti superiore a quello che si raggiungerebbe, per lo stesso valore del carico applicato, in condizioni sature. Quindi una

diminuzione della suzione è in grado di trasformare questa condizione di equilibrio stabile, in un processo deformazione plastica.

Mostreremo ora come l'introduzione delle ipotesi costitutive proposte da Jommi & Di Prisco nell'impianto matematico di Cam-Clay rende possibile modellare i comportamenti salienti dei terreni non saturi.

Il modello è definito dalle equazioni:

$$\dot{\sigma}'_{ij} = D^e_{ijkl} \left(\dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\epsilon}_{kl}^p \right) \quad (34)$$

$$f = q^2 + M^2 p'(p' - p'_c) = 0 \quad (35)$$

$$S_r(s) = 1 - a \tanh(bs) \quad (36)$$

$$\dot{p}'_c = \dot{p}'_{c(SAT)} - G p'_c \dot{S}_r \quad (37)$$

$$\dot{p}'_{c(SAT)} = \frac{v p'_c}{(\lambda - \kappa)} \dot{\epsilon}_v^p \quad (38)$$

Nell'equazione (34) il tensore elastico è definito come nell'originale Cam-Clay:

$$D^e_{ijkl} = K \delta_{ij} \delta_{kl} + 2\mu \left(I_{ijkl} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \delta_{kl} \right) \quad (39)$$

in cui δ_{ij} è il delta di Kronecker, e:

$$I_{ijkl} = \frac{1}{2} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (40)$$

$$\mu = \frac{3K(I - 2\nu)}{2(I + \nu)} ; K = \frac{I + e}{\kappa} p' \quad (41)$$

Nella (41) K è la rigidità volumica elastica, ν è il coefficiente di Poisson, e è la pendenza della retta di rigonfiamento. In condizioni di parziale saturazione, gli invarianti p' , q sono definiti come:

$$p' = \frac{1}{3} \sigma'_{kk} = (p - u_a) + S_r(u_a - u_w) \quad (42)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} ; s_{ij} = \sigma'_{ij} - \frac{1}{3} tr(\sigma'_{ij}) \delta_{ij} \quad (43)$$

quindi i parametri elastici μ , K dipendono dalla suzione.

L'equazione (35) definisce la superficie di snervamento (Fig. A.5), che è una ellisse nel piano $p':q$. La (36) invece la relazione costitutiva tra il grado di saturazione e la suzione, modella quindi la curva di ritenzione.

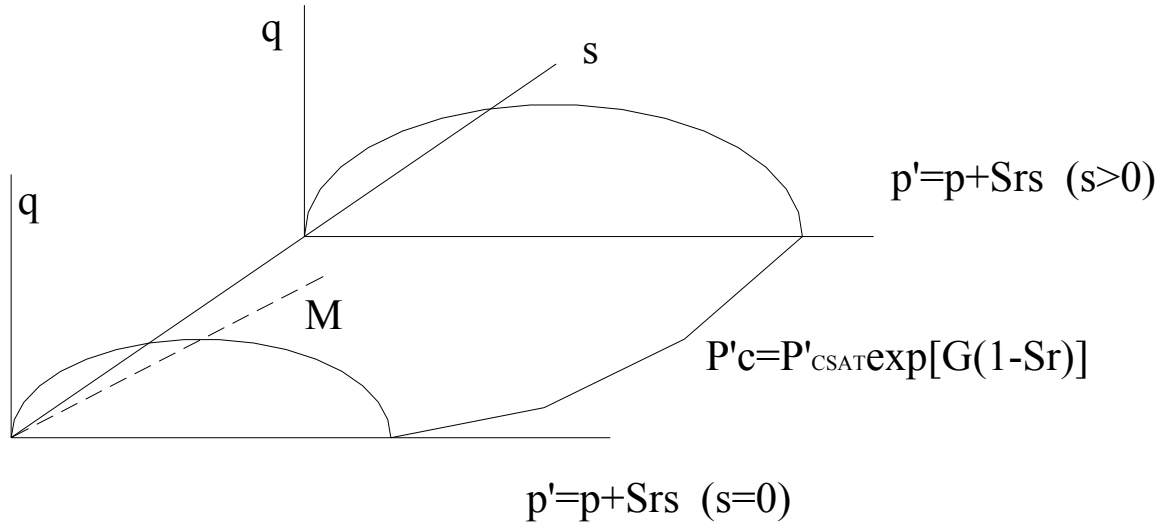


Fig. A.5 – Superficie di snervamento nello spazio (q:p:s)

Infine, l'equazione (37) l'evoluzione delle dimensioni della superficie di snervamento (hardening). Il primo termine esprime il contributo delle deformazioni plastiche ed il secondo quello dovuto alla capillarità G è un parametro costitutivo aggiuntivo che definisce l'influenza del grado di saturazione sull'incrudimento. Come già notato al contrario del modello saturo la dimensione di f può variare anche se lo stato tensionale corrente si trova all'interno della superficie.

Dalla legge di flusso e dall'ipotesi di flusso associato deriva che le deformazioni plastiche sono :

$$\dot{\epsilon}^p_{ij} = \dot{\gamma} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (44)$$

$\dot{\gamma}$ è il moltiplicatore plastico che può essere ottenuto dalla legge di consistenza:

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial p'_c} \dot{p}'_c = 0 \quad (45)$$

Sostituendo le (34),(37) e (44) in (45) :

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \left(D^e_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\gamma} D^e_{ijkl} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{kl}} \right) + \frac{\partial f}{\partial p'_c} \left(\frac{vp'_c}{(\lambda - \kappa)} p'_c \dot{\gamma} \frac{\partial f}{\partial p'} - p'_c G \frac{\partial S_r}{\partial s} \dot{s} \right) = 0 \quad (46)$$

quindi:

$$\dot{\gamma} = H^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D^e_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl} - \frac{\partial f}{\partial p'_c} p'_c G \frac{\partial S_r}{\partial s} \dot{s} \right] \quad (47)$$

Dove:

$$H = -\frac{\partial f}{\partial p'_c} \theta p'_c \frac{\partial f}{\partial p'} + \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D^e_{ijkl} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{kl}} \quad (49)$$

$$\theta = \frac{1+e}{\lambda - \kappa} \quad (49)$$

L'incremento del tensore delle tensione efficaci si ottiene sostituendo la (44) e la (47) nell'equazione (34):

$$\dot{\sigma}'_{ij} = \left(D^e_{ijkl} - \frac{1}{H} D^e_{ijab} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ab}} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{cd}} D^e_{cdkl} \right) \dot{\epsilon}_{kl} + \frac{1}{H_s} D^e_{ijlm} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{lm}} \dot{s} \quad (50)$$

dove:

$$H_s = -\frac{H}{\frac{\partial f}{\partial p'_c} p'_c G \frac{\partial S_r}{\partial s} \dot{s}} \quad (51)$$

Il secondo termine della (50) non appare nel modello saturo anche se usato con lo stato tensionale definito da Bishop ed è determinato dalla dipendenza della legge di incrudimento da S_r .

Dalla (47) si evidenzia la dipendenza delle deformazioni plastiche dalle variazioni di saturazione, come vedremo questo consente di modellare il collasso. Infine si noti che quando $S_r=1$ l'impianto matematico del modello torna ad essere il modello di Cam-Clay modificato originale espresso tramite il noto principio delle tensioni di Terzaghi e che tale transizione avviene con continuità.

APPENDICE B

Definizione della geometria della sezione tipo di riferimento

Volendo, in questa tesi, simulare il comportamento meccanico delle dighe in terra in condizioni di parziale saturazione, il primo problema che si pone è la scelta della geometria della diga da utilizzare nell’analisi numerica.

Cercare di estrapolare dei parametri geometrici significativi, dal campione di dighe esaminato, non è stato semplice a causa del fatto che, in genere, la varietà delle condizioni geologiche e geotecniche che possono aversi sia in rapporto ai terreni di fondazione che ai materiali da usare ed al loro comportamento non consente di formulare criteri di dimensionamento e progettazione ben definiti.

Da quanto detto, la sezione tipo di una diga può, quindi, essere considerata il frutto di una soluzione progettuale che dipende da molti fattori, e quindi per questo motivo difficilmente schematizzabile.

Si è deciso, quindi, di caratterizzare il modello attraverso dei parametri facilmente determinabili dai dati forniti dal Registro Italiano Dighe, e che possono essere considerati comuni al maggior numero di dighe esaminate.

Con riferimento a una diga zonata, la Fig. B.1 mostra chiaramente lo schema tipo adottato.

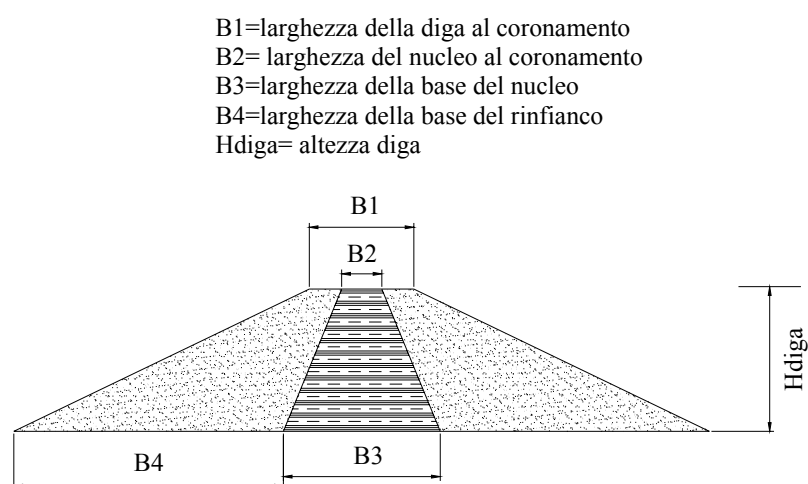


Fig. B.1

Vista la grande quantità di dati disponibile, (il campione esaminato è composto da circa 40 dighe) si è pensato ad una trattazione statistica. Assumendo allora, una distribuzione normale (gaussiana) per ciascun parametro del modello, è stato possibile verificare la dispersione dei valori attorno al punto medio.

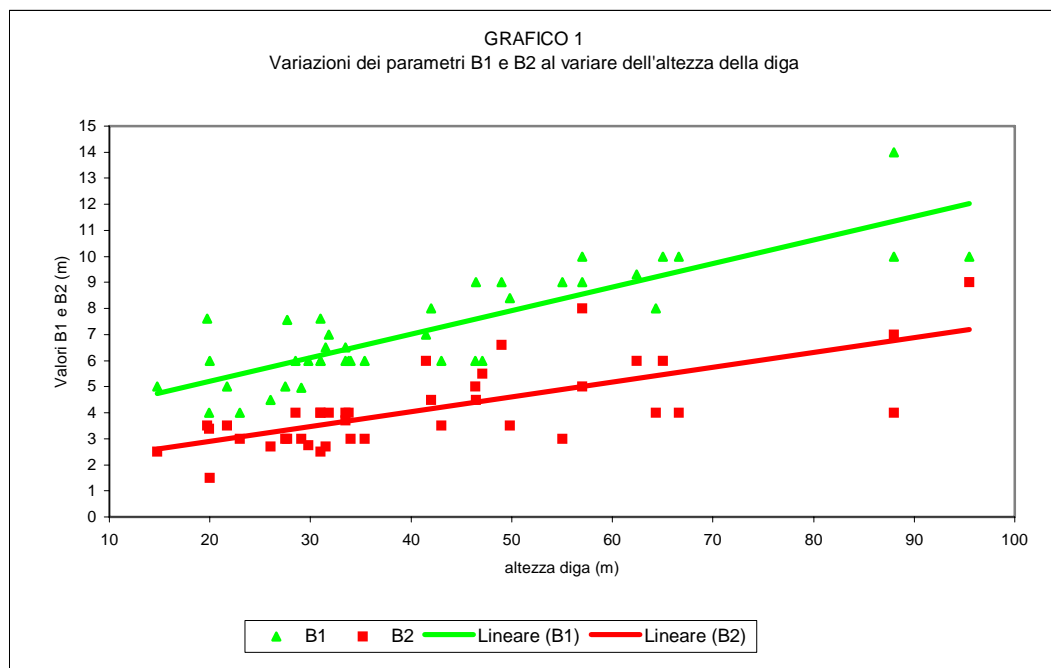
La variazione dei parametri B1, B2, B3, B4 in relazione all'altezza diga è rappresentata nei grafici 1 e 2.

I grafici 3 e 4 mostrano le gaussiane ottenute per i parametri:

- $\frac{B1}{H_{diga}}$ e $\frac{B2}{H_{diga}}$ (grafico 3);
- $\frac{B3}{H_{diga}}$ e $\frac{B4}{H_{diga}}$ (grafico 4);
-

Da notare che i valori di B1, B2, B3, B4 estrapolati dai dati a disposizione, sono stati scalati rispetto al parametro H_{diga} e poi elaborati statisticamente, ciò per tener conto della scala del modello.

La Fig. B.2 mostra, nel dettaglio, la geometria della diga che verrà usata per la simulazione, la scelta dei parametri definitivi è stata fatta considerando i valori medi dei parametri ottenuti dai grafici precedenti, avendo scelto come altezza della diga l'altezza media del campione di dighe esaminate.



1

Grafico 1

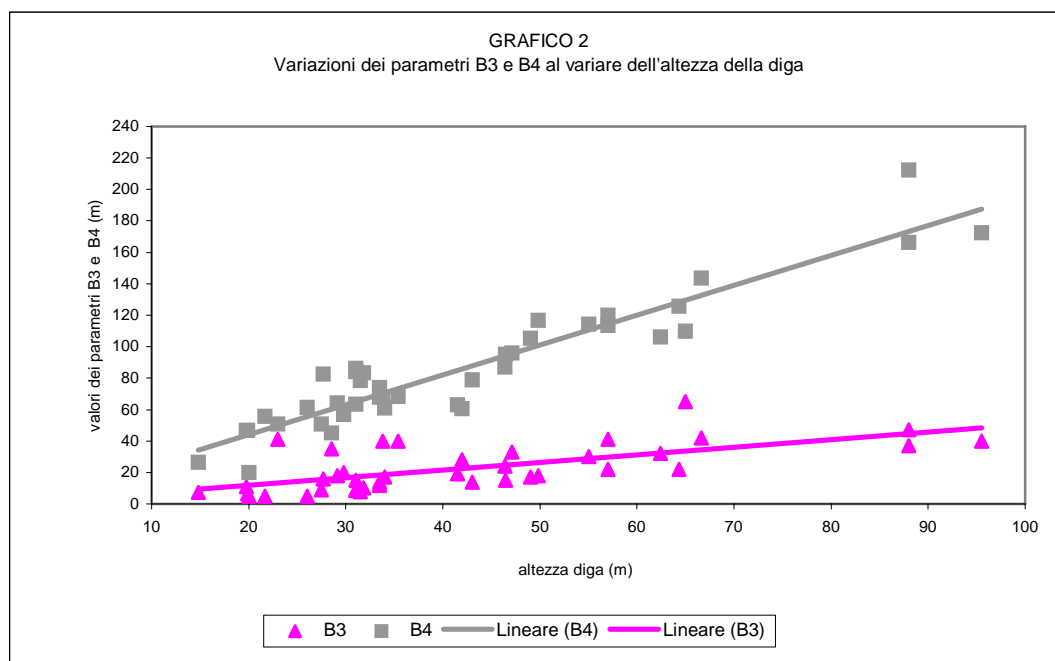


Grafico 2

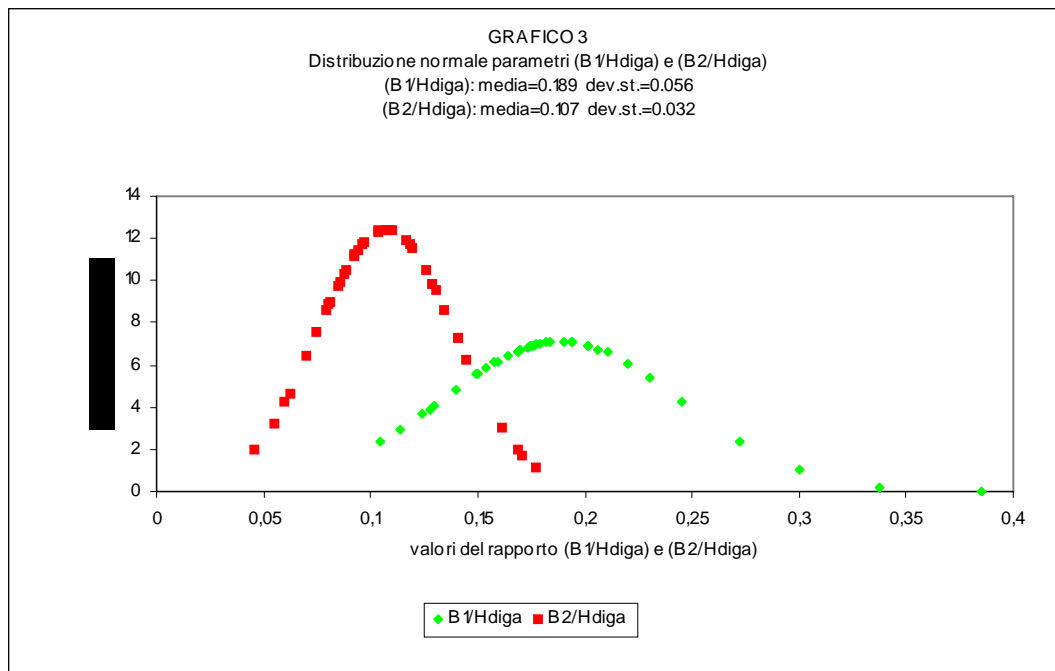


Grafico 3

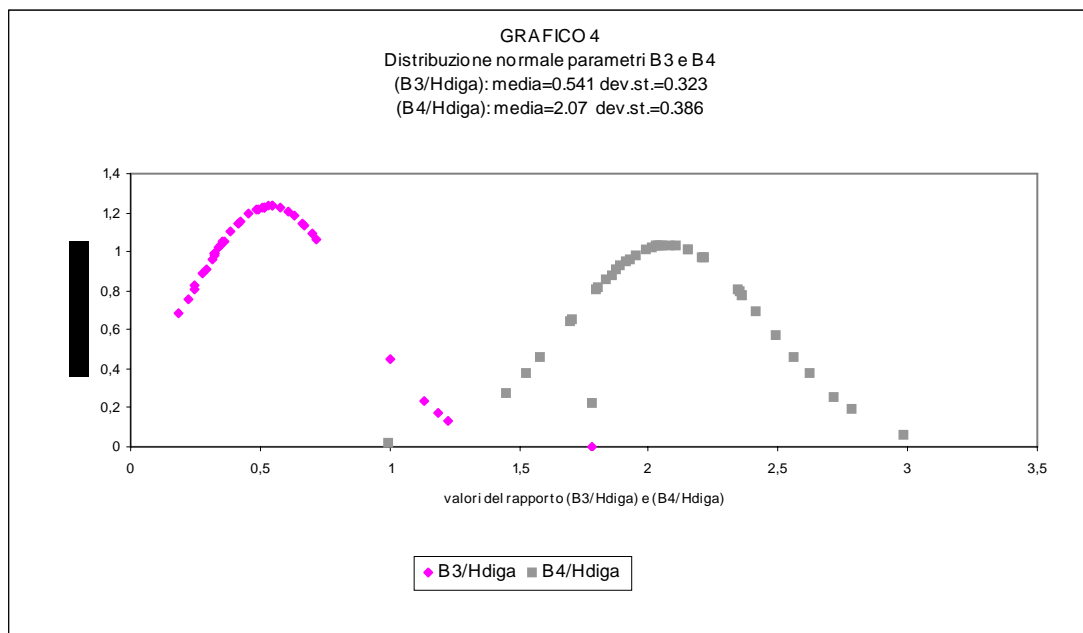


Grafico 4

MODELLO DIGA SCELTO DOPO L'ELABORAZIONE DEI DATI
FORNITI DAL SERVIZIO NAZIONALE DIGHE

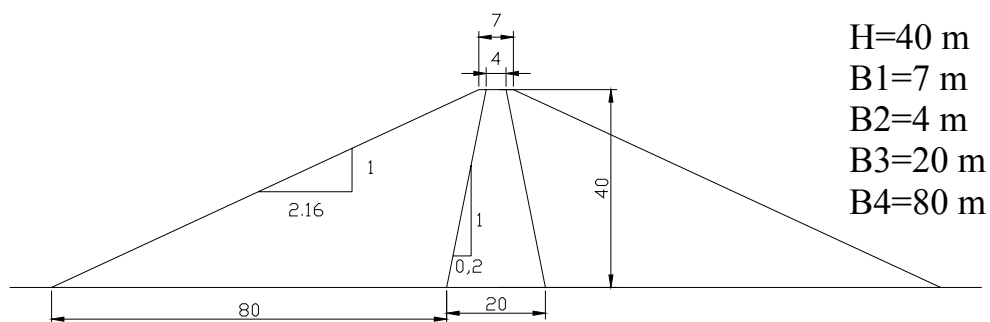


Fig. B.2

Bibliografia

1. **Al Jassar S.H., Hawkins A.B.**, "Establishing volumetric shrinkage in clay soils", *Geotechnique*, Vol.47, n°1, pp.201-202 (1997)
2. **Al-Homoud A.S. et al**, "Cyclic swelling behavior of clays", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 562-570, (1995)
3. **Alonso E., Josa A. & Gens A.** "Modelling the behaviour of compacted soils" *Geotechnique*, Vol.40, pp.405-430, (1990)
4. **Alonso E.E., Gens A. & Hight D.V.**, "General Report: Special problem soils" *Proc. IX ECSMFE, Dublin*, pp.1087-1146, (1987)
5. **Alonso E.E., Gens A. & Josa A.**, "A constitutive model for partially saturated soils" *Geotechnique*, Vol.40, pp.405-430, (1990)
6. **Alonso E.E., Lloret A. & Gens A.** , "Experimental behaviour of expansive double-structure clay" *Proc. of the first Int. Conf. on Unsaturated Soils/UNSAT 95/Paris* (Ed. Alonso&Delage), pp-11-16, (1995)
7. **Alonso E.E., Lloret A., Gens A.**, "Effect of core compaction water content on the behaviour of earthdams" *Proc. of the first Int. Conf. on Unsaturated Soils/UNSAT 95/Paris* (Ed. Alonso&Delage), pp. 231-238, (1995)
8. **Alshiabi O., Shahrour I. & Mieussens C.** , "Experimental study of the influence of drying – wetting cycles on the resistance of a compacted soil" *Proc. of the third Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brazil* (Ed. Jucà, Campos, Marinho), pp. 491-494, (2002)
9. **Alshiabi O., Shahrour I. & Mieussens C.** , "Experimental study of the influence of drying – wetting cycles on the compressibility of a compacted soil" *Proc. of the third Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brazil* (Ed. Jucà, Campos, Marinho), pp. 541-546, (2002)
10. **Andersen K.H. et al.**, "Estimation of hydraulic fracture pressure in clay", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 817-828, (1994)
11. **Avila G., Ledesma A. & Lloret A.** , "Measurement of fracture mechanics parameters of the analysis of cracking in clayey soils" *Proc. of the third Int.*

-
- Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brazil* (Ed. Jucà, Campos, Marinho), pp. 547-551, (2002)
12. **Ayad R., Konrad M. & Souliè M.**, "Desiccation of a sensitive clay: application of the model CRACK", *Can. Geotech. J.* 34, pp 943-951, (1997)
13. **B. Albrecht, C. Benson**, "Effect of desiccation on compacted natural clays", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 67-75, (2001)
14. **Barbosa M., Morris D., Sarma S.**, "Factor of safety and probability of failure of rockfill embankments", *Geotechnique*, Vol.39, n°3, pp.471-483 (1989)
15. **Billstein M., Svensson U. & Johansson N.**, "Application and validation of a numerical model of flow through embankment dams with fracture: comparisons with experimental data", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 651-659, (1999)
16. **Blotz L. et al.**, "Estimating optimum water content and maximum dry unit weight for compacted clays", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 907-912, (1998)
17. **Carrier W.D. et al.**, "Phase II: Inspection of Lake Manatee Dam", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 1273-1287, (1987)
18. **Chen Z., Morgenstern N.R. & Chan D.H.**, "Progressive failure of the Carsington Dam: a numerical study", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 971-988, (1992)
19. **Chen Z., Morgenstern N.R. & Chan D.H.**, "Progressive failure of the Carsington Dam: a numerical study", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 971-988, (1992)
20. **Chugh A.K. & Davidson L.**, "Analysis of foundation settlements at Ridgway Dam", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 716-725, (1988)
21. **Corps of Engineers**, "Earth and Rock-Fill Dams – General Design and Construction Considerations", *Engineer Manual- US Army Corps of Engineers USACE*, 1994
22. **Corps of Engineers**, "Seepage analysis and control for dams", *Engineer Manual- US Army Corps of Engineers USACE*, 1993
23. **Daniel D.E. & Benson C.H.**, "Water content – density criteria for compacted soil liners", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 1811-1830, (1990)
-

-
24. **Dascal O.**, “Post construction deformations of rockfill dams”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 46-59, (1987)
 25. **Day R., Fellow**, “Swell-shrink behavior of compacted clay”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 618-623, (1994)
 26. **Delage et al.**, "Microstructure of a compacted silt", *Can. Geotech. J.* 33, pp. 150-158 (1996)
 27. **Delage P., Audiguier M., Cui Y. & Howat M.D.**, “Microstructure of a compacted silt”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 150-158, (1996)
 28. **Dif A.E. & Bluemel W. F.**, "Expensive soils under cyclic drying and wetting", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ (ASTM), Vol.14, pp 96-102, (1991)
 29. **Dounias G., Potts D. & Vaughan P.**, “Analysis of progressive failure and cracking in old British dams”, *Geotechnique*, Vol.46, n°4, pp.6219-640 (1996)
 30. **Dounias G., Potts D. & Vaughan P.**, “Finite element analysis of progressive failure : two case studies”, *Geotechnique*, Vol.6, n°1, pp.155-175 (1990)
 31. **Evert C. Richard J. et al.**, "Collapse of compacted clayey sand", *Can. Geotech. J.* 30, pp 1252-1267
 32. **Fenton G. & Griffiths D.V.**, “Extreme hydraulic gradient statistics in stochastic earth dam”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 995-1000, (1997)
 33. **Fetzer C., Swinger W., Kramer R.**, “Earthfill dam construction and foundation treatment”, *Advanced dam engineering for design, construction and rehabilitation*, Edited by R.B. Jansen, pp. 321-353 (1997)
 34. **Fetzer C., Swinger W., Kramer R.**, “Earthfill dam performance and remedial measures”, *Advanced dam engineering for design, construction and rehabilitation*, Edited by R.B. Jansen, 354-367 (1997)
 35. **Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R. & Taibi S.** “Behaviour of clayey soils on drying-wetting paths”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 1341-1357, (2002)
 36. **Fleureau J.M., Verbrugge J.C., Huergo P.J., Correira A.G. & Kheirbek-Saoud S.** “Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 1341-1357, (2002)
-

-
37. **Foster M., Fell R. & Spannagle M.**, “A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 1025-1061, (2000)
 38. **Foster M., Fell R. & Spannagle M.**, “The statistics of embankment dam failures and accidents”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 1000-1024, (2000)
 39. **Foster M., Fell R.**, “Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 398-407, (2001)
 40. **Fredlund D.G. & Rahardjo H.**, "*Soil mechanics for unsaturated soils*" (Edited by J. Wiley & Sons Inc.) (1993)
 41. **Fredlund M.D., Wilson G.D. & Fredlund D.G.** , "Representation and estimation of the shrinkage curve" *Proc. of the third Int. Conf. on Unsaturated Soils*, UNSAT 2002, Recife, Brazil (Ed. Jucà, Campos, Marinho), pp. 145-149, (2002)
 42. **Gallipoli D., Gens A., Sharma R. & Vaunat J.**, "An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour" *Geotechnique*, Vol.53, pp.41-54, (2002)
 43. **Gens A.** "Constitutive modelling: Application to compacted soils", *Proc. of the first Int. Conf. on Unsaturated Soils/UNSAT 95/Paris* (Ed. Alonso&Delage), pp-1179-1200, (1995)
 44. **Haug M.D. & Wong L.C.**, “Impact of molding water content on hydraulic conductivity of compacted sand-bentonite”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 253-262, (1992)
 45. **Hills S., Truscott E.G.**, “Magat Dams: design of internal filters and drains”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 491-501, (1983)
 46. **Hjeldnes E.I., Lavana B.V.K.**, “Cracking, leakage and erosion of earth dam materials”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 117-135, (1980)
 47. **Jansen R., Kramer R., et al.** “Earthfill dam design and analysis”, *Advanced dam engineering for design, construction and rehabilitation*, Edited by R.B. Jansen, pp. 256-320 (1997)
 48. **Jappelli R.**, "Le costruzioni geotecniche per le grandi dighe in Italia", *Conf. Arrigo Croce*, Rivista Italiana di Geotecnica,2 pp 17-78, (2003)
-

-
49. **Jaworski G.W., Duncan J.M. & H. Bolton Seed**, "Laboratory study of hydraulic fracturing", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 713-732, (1981)
50. **Jommi C. & Romero E.**, "Influenza dell'isteresi nella curva di ritenzione sulla resistenza al taglio di un limo costipato" *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2001 – Milano*
51. **Kato S. & Kawai K.**, "Deformation characteristics of a compacted clay in collapse under isotropic and triaxial stress state" *Soils and Foundation* 40(5) pp 75-90, 2000
52. **Keskin S.N., Cavus U.S. & Yildirim H.**, "Slope stability of earthfill dams: a case study of Kizilca dam", *Geotechnical Engineering*, pp 3-7, (2004)
53. **Konrad J.M. & Ayad R.**, "Desiccation of a sensitive clay: field experimental observation", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 929-942, (1997)
54. **Kulhawy F.H., Gurtowski T.M.**, "Load transfer and hydraulic fracturing in zoned dams", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 963-974, (1976)
55. **Lawrence C. & Slack. W.**, "Forms of hydraulic fractures in shallow fine-grained formations", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 494-487, (2002)
56. **Lawton E.C., et al**, "Review of wetting-induced collapse in compacted soil", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 1376-1394, (1992)
57. **Lawton E.C., et al**, "Stress ratio effects on collapse clayey sand", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 1376-1394, (1991)
58. **Lo K.Y., Kanariu K.**, "Hydraulic fracturing in earth and rock-fill dams", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 496-506, (1990)
59. **Maranha das Neves E.** "Analyses of crack erosion in dam cores. The crack erosion test", Rapporto interno
60. **McBrayer M.C. et al.**, "Infiltration tests on fractured compacted clay", *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 469-473, (1997)
61. **McLennan J.D., Hasegawa H.S., Roegiers J. C. & Jessop A.**, "Hydraulic fracturing experiment at the University of Regina Campus", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 548-555, (1986)
-

-
62. **Miller C.J., Yesiller et al.**, “Impact of soil type and compaction condition on soil water characteristic”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 733-742, (2002) *****
63. **Mir Mohammad Hosseini S. M.**, “Evaluation of the pore pressure development in the Karkheh Dam after first impounding”, *3rd Int. Conf. “Dam Safety Evaluation” Panaji (Goa) India (2001)*
64. **Morris P.H., Graham J. & Williams D.J.**, “Cracking in drying soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 263-277, (1992)
65. **Naylor D., Maranha J.R., et al.**, “A back-analysis of Beliche Dam”, *Geotechnique*, Vol.47, n°2, pp.221-233
66. **Ng A.K.L. & Small J.C.**, “A case study of hydraulic fracturing using finite element methods”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 861-875, (1999)
67. **Ng K.L.A. & Small J. C.**, “Simulation of dams constructed with unsaturated fills during construction and water impounding”, *Proc. of the first Int. Conf. on Unsaturated Soils/UNSAT 95/Paris* (Ed. Alonso&Delage), pp-281-289, (1995)
68. **Nonveiller E. et al.**, “War damages and reconstruction of Peruca Dam”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 280-288, (1999)
69. **Pagano L., Desideri A., Vinale F.**, “Interpreting settlement profiles of earth dams”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 923-932, (1998)
70. **Parè J.J., Verma N.S. & Pinzariu S.**, “Seepage through till foundation of dams of the Eastman- Opinaca - La Grande diversion”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 75-91, (1984)
71. **Penman A.D.**, “On the embankment dam”, *Geotechnique*, Vol.36, n°3, pp.303-348
72. **Pereira J. & Fredlund D.G.**, “Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 907-916, (2000)
73. **Piggott A.R., Elsworth D.**, “Displacement of formation fluids by hydraulic fracturing”, *Geotechnique*, Vol.46, n°4, pp.671-681 (1996)
74. **Poorooshasb H.B., Raymond N.Y.**, “Hydraulic fracturing from induced pore pressures in clay soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 546-555, (1983)
-

-
75. **Potts D, Dounias G. & Vaughan P.**, “Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment”, *Geotechnique*, Vol.40, n°1, pp.79-101 (1990)
 76. **Rampino C., Mancuso C. & Vinale F.**, ”Experimental behaviour and modelling of an Unsaturated compacted soil”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 748-763, (2000)
 77. **Shahu J.T. Yudhbir** , “Effective stress behavior of quasi-saturated compacted cohesive soils”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 322-329, (1999)
 78. **Sherard J.**, “Hydraulic fracturing in embankment dams”, *Proc. of Symp. on seepage and leakage from dams and impoundment*, pp.115-141. New York: American Society of Civil Engineers. (1985)
 79. **Sherard J.L.**, “Hydraulic fracturing in embankment dams”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 905-927, (1986)
 80. **Sherard J.L., Woodward R., Gizienski S. & Clevenger W.**, “Earth and Earth-Rock Dams: Engineering problems of design and construction”, *John Wiley and Sons, Inc.*, New York (1963)
 81. **Simms P.H. & Yanful E. K.**, “Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 741-754, (2001)
 82. **Sitharam T.G., Sivapullaiah P.V. & Subba Rao K.S.** , "Shrinkage behaviour of compacted unsaturated soils" *Proc. of the first Int. Conf. on Unsaturated Soils*, UNSAT 95, Paris (Ed. Alonso&Delage), pp. 195-200, (1995)
 83. **Sivakumar & Wheeler**, “Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay”, *Geotechnique*, Vol.50, n°4, pp.359-368
 84. **Sridharam A. & Allam M.M.**, “Volume change behaviour of desiccated soils”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 1057-1071, (1982)
 85. **Sridharan A. & Prakash K.**, "Mechanism controlling the shrinkage limit of soils", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ (ASTM), Vol.21, pp 240-250, (1998)
 86. **Sridharan A. & Venkatappa Rao**, "Effective stress theory of shrinkage phenomena", *Can. Geotech. J.* 8, pp 503-513, (1971)
-

-
87. **Stanage C.E.**, “Embankment construction: new Melones Dam”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 621-636, (1981)
 88. **St-Arnaud G.**, “The high pore pressure within embankment dams: an Unsaturated soil approach”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 892-898, (1995)
 89. **Subba Rao K.S. & Satyadas G.C.**, "Measurement of volumetric and linear shrinkage on black cotton soil", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ (ASTM), Vol.8, pp 66-70, (1985)
 90. **Subba Rao K.S.**, “Swell-Shrink behaviour of expansive soils”, *Indian Geotechnical Journal*, pp. 3-68, (2000)
 91. **Subba Rao K.S.**, “Three dimensional non-linear analysis of embankment dam in a Narrow Valley”, *Indian Geotechnical Journal*, pp. 203-221, (1989)
 92. **Sudhakar S.M. & Revanasiddappa K.**, “Role of matric suction in collapse of compacted clay soil”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 85-90, (2000)
 93. **Tedd P., Charles J. et al.**, “Deformation of embankment dams due to changes in reservoir level”, *Proc. 13th Int. Conf. British Dam Society*, Nottingham, pp.171-176. Thomas Telford, London (1990)
 94. **Tedd P., Charles J. et al.**, “The effect of reservoir drawdown and long-term consolidation on the deformation of old embankment dams”, *Geotechnique*, Vol.47, n°1, pp.33-48
 95. **Terzaghi K., Lacroix Y.**, “Mission dam – An earth and rockfill dam on a highly compressible foundation”, *Geotechnique*, Vol.14, n°1, pp.14-50
 96. **Tinjum J., Benson C. & Blotz L.**, “Soil-water characteristic curves for compacted clays”, *Journ. of Geotech. And Geoenvironmental Eng.*, pp. 1060-1069, (1997)
 97. **Tripathy S., Subba Rao K.S. & Fredlund D.G.**, “Water content-void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 938-959, (2002)
 98. **Vaughan P.R.**, “Cracking of embankment dam cores and the desing of filter for their protection”, *Rapporto interno*
 99. **Vaughan P.R.**, “The use of hydraulic fracture test to detect crack formation in embankment dam core” *Rapporto interno*
-

- 100. **Vaunat J., Romero E. & Jommi C.**, "An elasto-plastic hydro-machanical model for unsaturated soils", *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils: Trento 2000* Balkema:Rotterdam
- 101. **Wang Q., Pufahl D.E. & Fredlund D.G.**, "A study of critical state on an Unsaturated silty soil", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 213-218, (1999)
- 102. **Wheeler S.J., Sharma R. & Buisson S.R.**, "Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils" *Geotechnique*, Vol.53, pp.123-135, (2002)
- 103. **Zhang L. & Du J.**, "Effects of abutment slopes on the performance of high rockfill dams", *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 489-497, (1997)